

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة Hassiba Benbouali - الشلف
Université Hassiba Benbouali – Chlef
كلية الهندسة المدنية و المعمارية
Faculté de Génie Civil et d'Architecture
قسم الهندسة المدنية
Département de Génie-civil



Thème présentée en vue de l'obtention du diplôme de

Master en LMD : Génie Civil

Spécialité : Structures

Optimisation de la performance sismique des structures par le contrôle des vibrations

Présenté par:

Mlle. KHEZNADJI Fatiha

Dirigé par:

Prof. HARICHANE Zamila

Dr. BANZAAMIA Ali

Promotion : 2023/2024

DEDICACES

Je dédie ce travail à la mémoire de mon oncle Djilali qui nous a quittés avant l'aboutissement de ce mémoire de Master. Que Dieu l'accepte dans son vaste Paradis.

Ce travail est fortement dédié à mes parents pour leur soutien incessant, aussi leurs encouragements infaillibles et leur patience sans limites tout au long de mon parcours scolaire et universitaire. Sans eux, je ne serai pas là aujourd'hui.

Mes frères et ma sœur : votre confiance est incroyable

Et pour toute la grande famille.

Fatiha

REMERCIEMENTS

Tous mes remerciements s'adressent en premier lieu à **ALLAH** le tout puissant qui m'a donné la force, la puissance et le courage pour élaborer ce travail dans les meilleures conditions.

Un très grand merci est adressé à Madame **Zamila HARICHANE**, professeur à l'Université Hassiba Benbouali de Chlef, qui a proposé et dirigé ce thème de recherche. Je remercie également Mr **BENZAAMIA Ali**, doctorant en génie civil, pour son aide et ses encouragements.

Mes vifs remerciements vont également aux membres de jury pour l'intérêt qu'ils porteront certainement à ce modeste travail de recherche en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs commentaires.

J'adresse mes remerciements chaleureux à tous les enseignants de la faculté de Génie Civil qui ont contribué à notre formation.

Je remercie aussi messieurs Mohamed Ghrici, professeur à l'Université Hassiba Benbouali de Chlef, Fayçal **BENDRISS** et Youcef **MAROUANE**, doctorants en Génie civil, pour leurs conseils judicieux et leur grande bienveillance durant l'élaboration de ce projet.

Enfin, je tiens à remercier tous ceux ou celles qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

ملخص

تمثل أنظمة التحكم الهيكلي، بما في ذلك الأنظمة السلبية، مثل المخمدات ذات الكتلة التوافقية والعزل عند القاعدة، تقنيات مبتكرة لتخفيف الاهتزازات الناجمة بشكل رئيسي عن العواصف الرياحية والزلازل. يتناول هذا البحث مختلف أجهزة التخميد، مع التركيز بشكل خاص على المخمدات ذات الكتلة التوافقية والعزل عند القاعدة.

في الجزء الأول، قدمنا تحليلاً بيبيولوجرافياً مفصلاً حول الهياكل مع أجهزة التحكم وأنواع التحكم المختلفة، بما في ذلك الأنظمة السلبية.

في الجزء الثاني، قمنا بتطبيق هذه المفاهيم على مبنى من نوع عمود-عارضة، مجهز بمخمد كتلة توافقية وعزل عند القاعدة للتحكم في الإزاحة النسبية بين الطوابق. لقد تم تقييم فعالية هذه الأنظمة، لإجراء تحليلات زمنية والتنبؤ بسلوك الهياكل المجهزة بأنظمة التحكم في الاهتزازات، باستخدام برنامج Matlab، الذي تم التحقق من نتائجه باستخدام برنامج SAP2000، باعتباره برنامج بسيط الاستخدام ومعروف على نطاق واسع.

في الأخير، تم إجراء دراسة حدودية على المخمدات ذات الكتلة التوافقية، أظهرت النتائج التي تم الحصول عليها فعالية هذه المخمدات الخارجية للطاقة وكذلك اعتمادها على عوامل مختلفة تتعلق بالهيكل نفسه وأجهزة التخميد.

كلمات مفتاحية: هيكل، ديناميكي، المخمدات، التحكم في الاهتزازات ، أداء زلزالي

Résumé

Les systèmes de contrôle structurel, y compris les systèmes passifs tels que les amortisseurs à masse accordée (AMA) et l'isolation à la base, représentent des techniques innovantes pour atténuer les vibrations provoquées principalement par les tempêtes de vent et les tremblements de terre. Ce mémoire examine divers dispositifs d'amortissement avec un focus particulier sur les AMA.

Dans la première partie, nous avons présenté une analyse bibliographique détaillée sur les structures avec les dispositifs de contrôle et les différents types de contrôle, y compris les systèmes passifs. Dans la deuxième partie, nous avons appliqué ces concepts à un bâtiment de type poteau-poutre, équipé d'un AMA ou une isolation à la base pour contrôler le déplacement de la structure. L'efficacité de ces systèmes a été étudiée. Pour effectuer des analyses temporelles et prédire le comportement des structures équipées de systèmes de contrôle des vibrations, nous avons modélisé ces structures et formulé les équations de mouvement. Puis nous avons transcrit la solution des équations de mouvements dans l'environnement MATLAB. Les résultats obtenus ont été, d'une part validés par des programmes existants référenciés et, d'autre part par le logiciel SAP2000.

Ensuite, une étude paramétrique a été réalisée sur la performance des AMA. Les résultats obtenus démontrent l'efficacité de ces dissipateurs ainsi que leur dépendance de divers paramètres liés à la fois à la structure et aux systèmes d'amortissement eux-mêmes.

Mots clés: Structure, Amortisseurs, Contrôle des vibrations, Dynamique, Performance sismique.

Abstract

Structural control systems, including passive systems such as Tuned Mass Dampers (TMDs) and base isolation, represent innovative techniques for mitigating vibrations primarily induced by windstorms and earthquakes. This thesis examines various damping devices with a particular focus on TMDs.

In the first part, we provided a detailed literature review on structures with control devices and different types of control, including passive systems. In the second part, we applied these concepts to a post-and-beam type building, equipped with a TMD or base isolation to control the structure's displacement. The effectiveness of these systems was studied. To perform time-domain analyses and predict the behavior of structures equipped with vibration control systems, we modeled these structures and formulated the equations of motion. Then we translated the solution of the motion equations into the MATLAB environment. The obtained results were validated, on one hand, by referenced existing programs and, on the other hand, by the SAP2000 software.

Next, a parametric study was conducted on the performance of TMDs. The results demonstrate the effectiveness of these dampers as well as their dependence on various parameters related to both the structure and the damping systems themselves.

Key-words: Structure, Damper, Vibration Control, Dynamics, Seismic Performance.

TABLE DES MATIERES

Dédicaces.....	I
Remerciements.....	II
ملخص	III
Résumé.....	IV
Abstract.....	V
Liste des figures	IX
Liste des tableaux.....	XII
Liste des symboles et abréviation.....	XIII

Introduction générale	2
-----------------------------	---

Chapitre 1 : Recherche Bibliographique

1.1. Introduction	5
1.2. Historique.....	5
1.3. Différents système de contrôle.....	8
1.3.1. Système de contrôle passif.....	8
1.3.2. Système de contrôle actif.....	9
1.3.3. Système de contrôle semi actif	9
1.3.4. Système de contrôle hybride.....	10
1.4. Généralité sur les différentes méthodes de contrôle des structures	11
1.4.1. L'isolation sismique	12
1.4.1.1. L'isolation élastomérique.....	14
1.4.1.2. Les paliers à haute amortissement.....	15
1.4.1.3. Isolation par frottement pur	16
1.4.1.4. Plaque de frottement.....	18
1.4.2. Dissipation d'énergie.....	19
1.4.2.1. Amortisseur a masse accordée.....	19
1.4.2.2. Amortisseur a liquide accordée.....	27
1.5. Conclusion.....	30

Chapitre 2 : Modélisation des Structures et des dispositifs de contrôle de vibration

2.1. Introduction.....	33
2.2. Hypothèses et limites.....	33
2.3. Structure sans dispositif de contrôle.....	33
2.3.1. Equation de mouvement et représentation mathématiques.....	33
2.4. Structure avec dispositif de contrôle.....	36
2.4.1. Equation de mouvement d'un bâtiment isolé a la base.....	36
2.4.2. Equation de mouvement d'une batiment avec TMD.....	41
2.4.2.1. Structure (n-DDL) équipée de TMD installée au sommet.....	43
2.4.3. Le système hybride.....	47
2.4.3.1. Équations de mouvement de la structure isolée à la base équipée d'un TMD installé à la base.....	47
2.4.3.2. Équations de mouvement de la structure isolée à la base, équipée d'un TMD installé au sommet.....	49
2.5. Conclusion.....	51

Chapitre 3 : Résolution numérique des équations de mouvement et validation

3.1. Introduction.....	53
3.2. Approche théorique assistée par ordinateur.....	53
3.2.1. La méthode d'Euler.....	53
3.2.2. Méthode de Runge Kutta.....	56
3.2.3. La méthode de Newmark.....	59
3.3. Explication du procédé.....	60
3.4. Programmation des méthodes et validation.....	64
3.4.1. Application pour structure à deux degrés de liberté	64
3.4.2. Application pour structure à cinq degrés de liberté.....	65
3.5. Validation avec le logiciel SAP2000.....	67

3.6. Description des excitations sismiques.....	67
3.7. Description des modèles structurels utilisés.....	69
3.5. Conclusion.....	77

Chapitre 4 : Etude Paramétrique

4.1. Introduction.....	79
4.2. Formulation mathématiques.....	79
4.3. L'étude paramétrique.....	84
4.3.1. Effet dû le rapport de masse.....	84
4.3.2. Effet dû le rapport de fréquence naturelle.....	87
4.5. Conclusion.....	89

Conclusion Générale

Conclusions générale.....	91
Référence bibliographique.....	93

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1	Château d'eau avec dispositifs d'amortissement.	6
Figure 1.2	Développement des types de contrôle au cours du temps.	7
Figure 1.3	Schéma de contrôle passif.	8
Figure 1.4	Structure avec dispositif de contrôle actif.	9
Figure 1.5	Le contrôle hybride.	11
Figure 1.6	Différents types d'isolateurs et d'amortisseurs de base.	12
Figure 1.7	Isolation a la base.	12
Figure 1.8	Le bâtiment du Capitole de l'État de l'Utah et les dispositifs d'amortissement sismique (isolateurs de base).	13
Figure 1.9	L'isolation élastomérique.	14
Figure 1.10	Coupe transversale d'un roulement d'isolation en caoutchouc à amortissement élevé.	16
Figure 1.11	Deux côtés d'une fondation construite sur des couches de bois dans de nombreux bâtiments traditionnels Masooleh au nord de l'Iran.	17
Figure 1.12	L'utilisation de morceaux de bois entre le sol et les murs porteurs des maisons traditionnelles de Lahijan, au nord de l'Iran.	17
Figure 1.13	Isolation à pendule glissant.	18
Figure 1.14	Plaque de frottement.	18
Figure 1.15	Amortisseur à masse accordée (TMD) au sommet d'un portique.	20
Figure 1.16	TMDs verticaux installés sous le tablier de la passerelle du Millenium à Londres.	21
Figure 1.17	TMD pendulaire installé dans la tour de Taipei.	21
Figure 1.18	Application pratique de l'amortisseur de masse accordé.	22
Figure 1.19	Plusieurs type de TMDs.	23
Figure 1.20	Single TMD ET Multi TMD.	25
Figure 1.21	Design concepts for Millennium Tower Tokyo.	27
Figure 1.22	Dimensions du dispositif d'amortissement liquide ajustable.	28
Figure 1.23	Dimensions du dispositif d'amortisseurs accordés à colonne liquide.	29
Figure 1.24	Diagramme schématique du TLCD actif.	29
Figure 1.25	Structure et modèles TLD.	30

Figure 2.1	Représentation schématique d'une structure primaire non contrôlée à plusieurs degrés de liberté (N-DDL) soumise à une excitation sismique.	34
Figure 2.2	Modèle structure a un degré de liberté isolé a la base	36
Figure 2.3	Croquis d'une structure sismiquement isolée.	37
Figure 2.4	Le schéma à base isolée d'une structure à plusieurs degrés de liberté (N-DOF) subit une excitation sismique.	41
Figure 2.5	Modèle structurel d'un système principal à un seul degré de liberté avec TMD	42
Figure 2.6	Une structure à plusieurs degrés de liberté (N-DDL) équipée d'un amortisseur de masse accordé (TMD)	44
Figure 2.7	Structure à plusieurs degrés de liberté (n-DDL) isolée à la base, équipée de TMD à la base	49
Figure 2.8	Structure à (n-DDL) isolée à la base, équipée de TMD installés au dernier étage	50
Figure. 3.1	Méthode d'Euler explicite avec un pas égal à dt et erreur	55
Figure 3.2	Méthode d'Euler explicite avec un pas égal à dt /2 et erreur	56
Figure 3.3	Evaluation des pentes pour la méthode de Runge-Kutta d'ordre 4	58
Figure 3.4	Résolution de l'équation de mouvement de vibration d'une système à un DDL Pour un pas de 0.1	62
Figure 3.5	Résolution de l'équation de mouvement de vibration d'une système à un DDL Pour un pas de 0.01	63
Figure 3.6	Un bâtiment à deux étages	65
Figure 3.7	Déplacement au toit de la structure à deux degrés de liberté	65
Figure 3.8	Un bâtiment ure à cinq degrés de liberté.	66
Figure 3.9	Déplacement au toit de la structure à cinq degrés de liberté	67
Figure 3.10	Enregistrement sismique utilisé pour la simulation	69
Figure 3.11	Bâtiments R+2, R+4, R+6 et R+9	70
Figure 3.12	Déplacement au toit de la structure R+2 sous excitation El Centro	71
Figure 3.13	Déplacement au toit de la structure R+4 sous excitation El Centro	71
Figure 3.14	Déplacement au toit de la structure R+6 sous excitation El Centro	72
Figure 3.15	Déplacement au toit de la structure R+9 sous excitation El Centro	72
Figure 3.15	Déplacement au toit de la structure R+2 sous excitation Northrige	73
Figure 3.15	Déplacement au toit de la structure R+4 sous excitation Northrige	73

Figure 3.15	Déplacement au toit de la structure R+6 sous excitation Northrige	74
Figure 3.15	Déplacement au toit de la structure R+9 sous excitation Northrige	74
Figure 3.15	Déplacement au toit de la structure R+2 sous excitation Boumerdès	75
Figure 3.15	Déplacement au toit de la structure R+4 sous excitation Boumerdès	75
Figure 3.15	Déplacement au toit de la structure R+6 sous excitation Boumerdès	76
Figure 3.15	Déplacement au toit de la structure R+9 sous excitation Boumerdès	76
Figure 4.1	Structure excitée par une force appliquée à la masse principale	79
Figure 4.2	Circuits électriques équivalents	81
Figure 4.3	Effet de l'amortissement de l'absorbeur sur l'amplitude de la masse principale	83
Figure 4.5	Effet dû le rapport de masse lorsque l'amortissement devient infini.	85
Figure 4.6	Effet dû le rapport de masse lorsque l'amortissement 0.32.	85
Figure 4.7	Effet dû le rapport de masse lorsque l'amortissement 0.1.	86
Figure 4.8	Effet dû le rapport de masse lorsque l'amortissement 0.	86
Figure 4.9	Effet dû le rapport de fréquence lorsque l'amortissement 0.32.	87
Figure 4.10	Effet dû le rapport de fréquence lorsque l'amortissement 0.1.	88
Figure 4.11	Effet dû le rapport de fréquence lorsque l'amortissement 0.	88

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1	Formules d'optimisation des paramètres du TMD passif selon la littérature	45
Tableau 2.2	Expressions à forme fermée pour le réglage optimale du TMD pour une structure primaire 1-DDL non-amortie et amortie.	47
Tableau 3.1	Comparaison entre les résultats obtenus par MATLAB et SAP2000 des déplacements sans dispositifs de contrôle	70

LISTE DES SYMBOLES ET ABREVIATIONS

$m_1, m_2, \dots, m_{n-1}, m_n$ Les masses respectives de chaque étage du bâtiment.

$\ddot{x}_1, \ddot{x}_2, \dots, \ddot{x}_{n-1}, \ddot{x}_n$ Les accélérations respectives de chaque étage du bâtiment.

$c_1, c_2, \dots, c_{n-1}, c_n$ Les constantes d'amortissement respectives de chaque étage du bâtiment.

$\dot{x}_1, \dot{x}_2, \dots, \dot{x}_{n-1}, \dot{x}_n$ Les vitesses respectives de chaque étage du bâtiment.

$k_1, k_2, \dots, k_{n-1}, k_n$ Les rigidités respectives de chaque étage du bâtiment.

$x_1, x_2, \dots, x_{n-1}, x_n$ Les déplacements respectifs de chaque étage du bâtiment

\ddot{x}_g L'accélération du sol, représentant l'excitation sismique.

$X(t)$ Est le vecteur collectant tous les déplacements latéraux des étages

$[M]$ La matrice de masse.

$[C]$ La matrice d'amortissement.

$[K]$ La matrice de rigidité.

$\{M\}$ Le vecteur masse.

$[M_b]$ Est la matrice de masse du système IB

$[C_b]$ Est à la matrice d'amortissement du système IB

$[K_b]$ La matrice de rigidité du système IB

$[M_t]$ Est la matrice de masse du système TMD

$[C_t]$ Est à la matrice d'amortissement du système TMD

$[K_t]$ La matrice de rigidité du système TMD

f_t Fréquence de la TMD

ω_s Fréquence naturelle de la structure principale

μ rapport de masse (masse de l'absorbeur / masse principale)

ω^2 Fréquence naturelle de l'absorbeur

Ω^2 Fréquence naturelle du système principal

f Rapport de fréquence (fréquences naturelles)

g Rapport de fréquence forcée

Xst Déflexion statique du système

Cc Amortissement "critique"

AMA : Amortisseur A Masse Accordée

AMD : Active Mass Damper

TMD : Les amortisseurs à masse accordée

AVS : système rigidité variable active

AVD : système d'amortissement variable actif

AVS/D : système de rigidité/amortissement variable actif

HMD : un amortisseur de masse hybride

ABS : système de renfort actif

PTFE: Poly tetra fluoro ethylene

DVA : L'absorbeur dynamique de vibrations

MTMD : Multi Tuned Mass Dampers

TLD : Tuned Liquid Damper

TSD : les amortisseurs accordés à mouvement de balancement

TLCDs : les amortisseurs accordés à colonne liquide

PASCO : Le système a été utilisé pour modéliser la structure d'un bâtiment dans le cadre d'une expérience visant à tester l'efficacité d'un amortisseur liquide optimisé (TLD).

Introduction générale

1. Problématique

Alors que la construction en génie civil évolue vers des hauteurs plus importantes, des portées plus grandes et des structures plus complexes, la technologie de contrôle des vibrations des structures devient progressivement l'un des moyens techniques les plus efficaces pour résister aux séismes forts et aux ouragans en raison de ses caractéristiques de sécurité, d'économie et d'efficacité.

Le contrôle des vibrations des structures est une nouvelle technologie. Depuis les années 1970, les concepteurs ont commencé à l'utiliser progressivement dans le contrôle des vibrations des structures de génie civil. Le contrôle de la réduction des vibrations structurelles peut être exprimé comme suit : la réponse vibratoire de la structure peut être efficacement contrôlée en réglant de manière raisonnable l'isolation ou le dispositif d'amortissement dans la structure, de sorte que les valeurs de réponse de la structure sous l'action d'un tremblement de terre ou d'autres interférences dynamiques puissent être contrôlées dans des fréquences. Le développement actuel s'oriente vers la recherche de nouveaux dispositifs d'amortissement haute performance et l'amélioration des théories et méthodes actuelles de conception du contrôle des vibrations.

2. Objectifs visés

L'objectif de ce sujet de recherche est, tout d'abord, de sensibiliser les étudiants et la communauté universitaire Algérienne au contrôle des vibrations des structures et à son efficacité. En outre, il vise à démontrer que, grâce aux connaissances acquises au cours du cursus universitaire, l'étudiant est en mesure de relever des défis et de contribuer à des problématiques pertinentes qui se posent actuellement dans le domaine du génie civil.

3. Organisation du mémoire

Le présent mémoire commence par une introduction générale où sont exposés la problématique et les objectifs du thème. Il est composé de quatre chapitres.

Le premier chapitre est dédié à une recherche bibliographique sur les types des dispositifs de contrôle des vibrations, leurs avantages et inconvénients et leur historique. Une

synthèse de travaux antérieurs sur les dispositifs de contrôle des vibrations est également présentée.

Le deuxième chapitre est consacré à la modélisation des dispositifs de contrôle de vibration et la formulation des équations de mouvement qui en découlent.

La résolution des équations de mouvement et les validations nécessaires sont présentées dans le troisième chapitre. Une validation avec le logiciel SAP2000 est également présentée.

Le quatrième chapitre est consacré à une étude paramétrique montrant les effets de quelques paramètres sur l'amplitude du mouvement d'un système composé d'une structure principale équipée d'un dispositif de contrôle.

Le mémoire s'achève par des conclusions générales.

Chapitre 1

Recherche Bibliographique

1.1. Introduction

Dans le domaine du génie civil, la conception d'ouvrages parasismiques constitue un enjeu majeur. Les tremblements de terre peuvent causer des dégâts considérables aux infrastructures et mettre en danger la vie humaine. Dans cette optique, le contrôle des vibrations sismiques s'est avéré être une stratégie prometteuse pour améliorer la résilience structurelle et minimiser les effets néfastes des tremblements de terre.

Le présent travail se concentre sur l'optimisation de la performance sismique des structures par le biais du contrôle des vibrations. L'importance de ce domaine de recherche réside dans sa capacité à améliorer la sécurité et la durabilité des infrastructures et à réduire les coûts associés à la réparation et à la reconstruction post-séisme. En outre, le contrôle des vibrations sismiques offre des perspectives nouvelles et prometteuses pour repousser les limites de la conception sismique traditionnelle et répondre aux exigences croissantes de performances des structures dans des environnements sismiques.

Cette étude bibliographique vise à explorer les fondements théoriques, les méthodes traditionnelles et avancées ainsi que les études de cas. Grâce à une revue de la littérature existante, nous chercherons à identifier les avancées récentes, les défis actuels et les opportunités de recherche dans ce domaine fascinant et critique de l'ingénierie des structures.

1.2. Historique

La pratique d'incorporer des dispositifs dans les structures pour atténuer les vibrations a une histoire ancienne. Les amortisseurs passifs, apparus pour la première fois au début des années 1900, ont trouvé des applications préliminaires dans de grandes structures d'ingénierie civile telles que les structures de tours avec des réservoirs d'eau surélevés (Cheng et al. 2008), comme illustré dans la Figure 1.1.

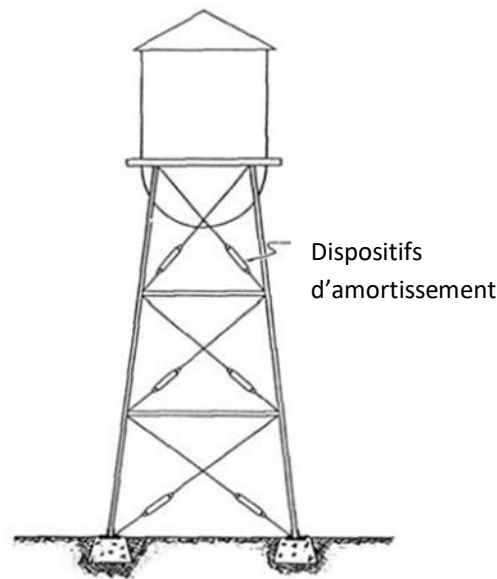


Figure. 1.1- Château d'eau avec dispositifs d'amortissement

Bien que les technologies de contrôle moderne et les systèmes adaptatifs aient atteint leur maturité dans les industries mécaniques et électriques, la conceptualisation de la technologie de structure pour le contrôle des réponses au vent et aux séismes dans les structures d'ingénierie civile n'a eu lieu qu'à partir des années 1950 (Kobori and Minai, 1960). Le développement de dispositifs de contrôle et de systèmes adaptatifs pour les grandes structures s'est avéré être un défi redoutable dans ce contexte particulier.

Le concept du contrôle de la réponse sismique des structures est né dans les années 1950 avec les chercheurs japonais Kobori et Minai. Ils sont parvenus à une conclusion importante : *« tant que les caractéristiques précises du mouvement du sol lors d'un séisme ne peuvent pas être prédites, la réponse sismique doit être contrôlée du côté récepteur, la structure du bâtiment »* (Kobori and Minai 1960).

Au début des années 1970, Kelly, un érudit américain, a proposé que le dissipateur d'énergie à rendement en acier doux, qui est un élément de dissipation d'énergie et un élément non structurel, y compris une poutre de torsion, une poutre de flexion et un dispositif en acier en forme de U, devrait être installé dans la structure pour partager et dissiper l'énergie vibratoire initialement dissipée par les éléments structurels (Li, 2020) .

Yao en 1972 a marqué une contribution significative à la recherche sur le contrôle des structures aux États-Unis. Il a proposé un "système structurel activé par l'erreur dont le comportement varie automatiquement en fonction des variations imprévisibles de la charge et

des conditions environnementales et produit ainsi des réponses souhaitables sous toutes les conditions de charge possibles". Dans un tel système structurel, les tremblements de terre et les vents sont contrôlés non seulement par les éléments structurels, mais aussi par une force de contrôle (Yao, 1972). Sur la base des concepts initiaux de contrôle de la réponse sismique des structures, des progrès remarquables ont été réalisés.

Kobori et al. ont appliqué les dispositifs de contrôle semi-actifs à réglage mécanique tels que la raideur variable active et l'amortissement variable au contrôle des vibrations structurelles dans les années 1980. Le Japon a joué un rôle pionnier dans l'application pratique des systèmes de contrôle aux structures de bâtiments. Des tests de systèmes de contrôle à grande échelle ont été lancés en 1985 pour ouvrir la voie à d'autres applications pratiques. En 1989, un système à entraîneur de masse actif (Active Mass Damper, AMD) a été installé dans un bâtiment pour supprimer la réponse sismique (Kobori, 1991).

Les systèmes de contrôle sont conçus pour répondre à des besoins spécifiques, en fonction des progrès techniques et des outils informatiques disponibles. Le contrôle passif est apparu en premier, suivi du contrôle actif. Cependant, les inconvénients de ces deux systèmes, tels que la capacité limitée des systèmes passifs et la consommation d'énergie élevée des systèmes actifs, ont conduit les chercheurs à développer de nouveaux systèmes, tels que les systèmes semi-actifs et les systèmes hybrides. La figure 1.2 illustre l'évolution des types de contrôle au fil du temps (Benzina, 2013).



Figure 1.2- Développement des types de contrôle au cours du temps.

1.3. Différents systèmes de contrôle

1.3.1. Système de contrôle passif

Le contrôle passif signifie que l'amortisseur installé sur la structure principale génère passivement une force d'amortissement en fonction de la force et de la déformation de la structure, atteignant ainsi l'objectif de contrôler les vibrations structurelles. Le contrôle passif est la méthode de contrôle la plus utilisée, car elle ne nécessite pas d'énergie externe (Li, 2020). D'un point de vue historique, les systèmes de contrôle passifs tels que les isolations de base et les amortisseurs à masse accordée (TMD en anglais) ont été les premiers de ces techniques à être mis en œuvre. Des recherches considérables ont été menées sur les systèmes de contrôle passifs, et ils sont déjà utilisés dans de nombreux pays (Japon, États-Unis, Italie, Chine et la Turquie ...) (Rahmani et Könke, 2019).

Les systèmes de contrôle passif prévalent dans la pratique de l'ingénierie en raison de leur simplicité et du faible coût de leur installation et de leur maintenance. Une caractéristique commune de tous les systèmes de contrôle passif est qu'ils réduisent la réponse dynamique de la structure en absorbant et en dissipant l'énergie vibratoire (Nagui et al., 2014).

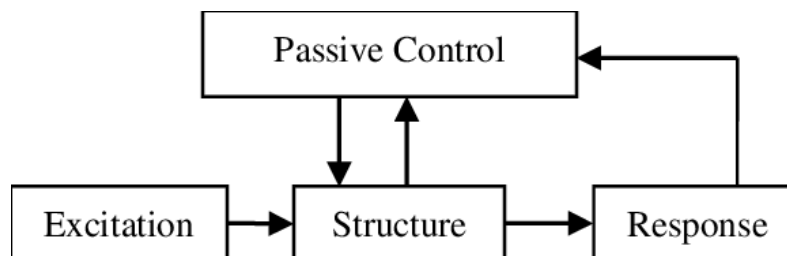


Figure. 1.3- Schéma de contrôle passif.

1.3.2. Système de contrôle actif

Le concept de contrôle actif a été proposé pour la première fois par Zuk dans les années 1960, et la théorie systémique du contrôle actif a été développée dans les années 1970. En 1972, l'érudit sino-américain Yao a proposé que la théorie du contrôle actif puisse être appliquée au génie civil de contrôle moderne, ce qui est considéré comme le début de la recherche sur le contrôle des vibrations des structures de génie civil. Cependant, ce n'est que vers 1990 que le contrôle actif a été réellement étudié et appliqué aux ouvrages de génie civil, tant sur le plan théorique que pratique (Li, 2020).

Un système de contrôle actif est un système dans lequel les actionneurs de contrôle alimentés de manière externe nécessitent de grandes quantités d'énergie, de l'ordre de dizaines de kilowatts pour les petites structures et de plusieurs mégawatts pour les grandes structures. Ces actionneurs appliquent des forces à la structure d'une manière prescrite et peuvent être utilisés pour ajouter et dissiper de l'énergie dans la structure (Parulekar et Reddy, 2009).

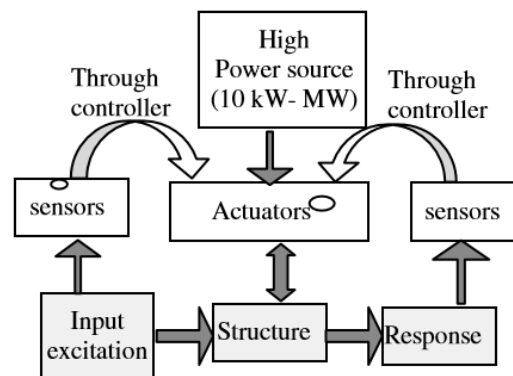


Figure 1.4- Structure avec dispositif de contrôle actif (Parulekar et Reddy, 2009).

Un dispositif de contrôle actif est introduit pour surmonter le problème causé par un système de contrôle passif (Mamat et al., 2023). De plus, le système actif deviendra inopérant si l'alimentation électrique externe tombe en panne lors d'événements naturels (Rahimi et al., 2020).

Deux principales approches de contrôle actif émergent :

- ✓ Le contrôle anticipatif, également appelé "Feedforward".
- ✓ Le contrôle réactif, connu sous le nom de "Feedback".

Parmi les algorithmes les plus notables de contrôle actif, on retrouve (Allani, 2015):

- ✓ Le Contrôle Optimal Linéaire Quadratique.
- ✓ Le Placement des Pôles.
- ✓ Le Contrôle Modal

1.3.3. Système de contrôle semi-actif

Les dispositifs de contrôle semi-actif sont une forme avancée de dispositifs passifs avec une capacité d'adaptation, où le comportement de l'amortisseur est contrôlé en fonction des informations recueillies sur l'excitation et la réponse de la structure. Ces systèmes se composent de capteurs, d'un ordinateur de contrôle, d'actuateurs de contrôle et d'un dispositif

d'amortissement passif, ainsi que d'une petite source d'énergie. Il est important de noter que le système semi-actif n'a pas une capacité de contrôle totale car il est limité par la capacité des dispositifs passifs installés ([Rahimi et al. 2020](#)).

Comparés aux dispositifs actifs et passifs, les dispositifs de contrôle semi-actif ont reçu une attention considérable au cours des dernières décennies, car ils n'apportent pas d'énergie au système et absorbent uniquement l'énergie avec une faible puissance et une grande adaptabilité, en plus d'un mécanisme de sécurité intégrée ([Azimi, 2017](#)). Le contrôle semi-actif peut être divisé en système de rigidité variable active (AVS), système d'amortissement variable actif (AVD) et système de rigidité/amortissement variable actif (AVS/D) ([Lu et al. 2020](#)).

Les systèmes semi-actifs se classent en trois catégories distinctes :

- ✓ une rigidité variable,
- ✓ un amortissement variable,
- ✓ une masse variable.

Plusieurs exemples d'algorithmes de contrôle semi-actif comprennent

- ✓ l'Algorithme LQR semi-actif,
- ✓ l'Algorithme LQR généralisé semi-actif,
- ✓ l'Algorithme de Lyapunov,
- ✓ l'Algorithme de Bang Bang,
- ✓ l'Algorithme de dissipation de l'énergie maximale,
- ✓ l'Algorithme de ground-hook,
- ✓ l'Algorithme de Skyhook,
- ✓ et l'Algorithme à rigidité variable, entre autres ([Allani, 2015](#)).

1.3.4. Système de contrôle hybride

Les systèmes hybrides ont été mis au point au début des années 2000 pour pallier le principal défaut des systèmes passifs et actifs. Le terme « hybride » se réfère généralement à une combinaison d'un système de contrôle passif et actif, dans le but de bénéficier des avantages de ces derniers (Figure 1.5) ([Reinhorn et al. 2005](#)).

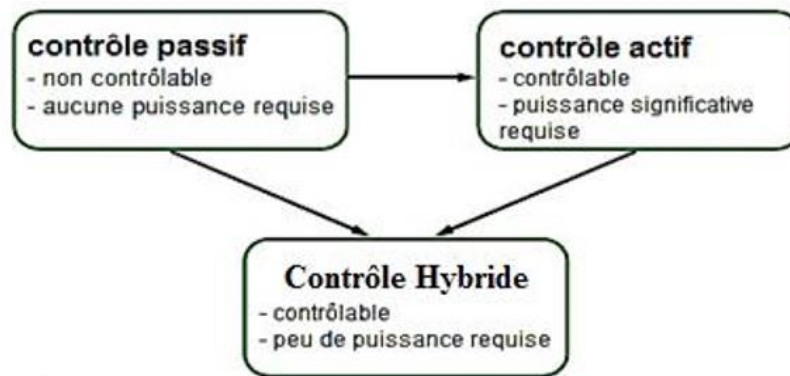


Figure 1.5- le contrôle hybride

Le système hybride est contrôlé par un ordinateur et les informations sur le comportement de la structure sont fournies par un ensemble de capteurs répartis dans tout le bâtiment. En général, ils nécessitent moins d'énergie, augmentent la fiabilité et réduisent les coûts par rapport aux systèmes entièrement actifs (Jaballah et al. 2022).

Plusieurs dispositifs de contrôle hybride typiques sont répertoriés. Le premier est un amortisseur de masse hybride (HMD) qui combine un amortisseur à masse accordée (TMD) et un contrôleur actif. Le deuxième dispositif typique est l'isolation de base hybride, qui consiste à combiner des roulements en caoutchouc laminé avec un HMD ou un amortisseur à commande variable. Le troisième consiste à combiner un amortisseur avec un contrôle actif. Il s'agit d'un système contrôlé à la fois par un amortisseur viscoélastique et un ABS. D'une part, grâce à l'action de l'amortisseur viscoélastique, la force de contrôle requise par l'ABS est considérablement réduite (Lu et al. 2020).

1.4. Généralités sur les différentes méthodes de contrôle des structures

Les vibrations structurelles générées par les tremblements de terre ou les vents peuvent être contrôlées de diverses manières. Comme indiqué précédemment, La figure 1.6 illustre les différents amortisseurs et isolateurs utilisés pour améliorer les performances sismiques des structures (Nath et al. 2018).

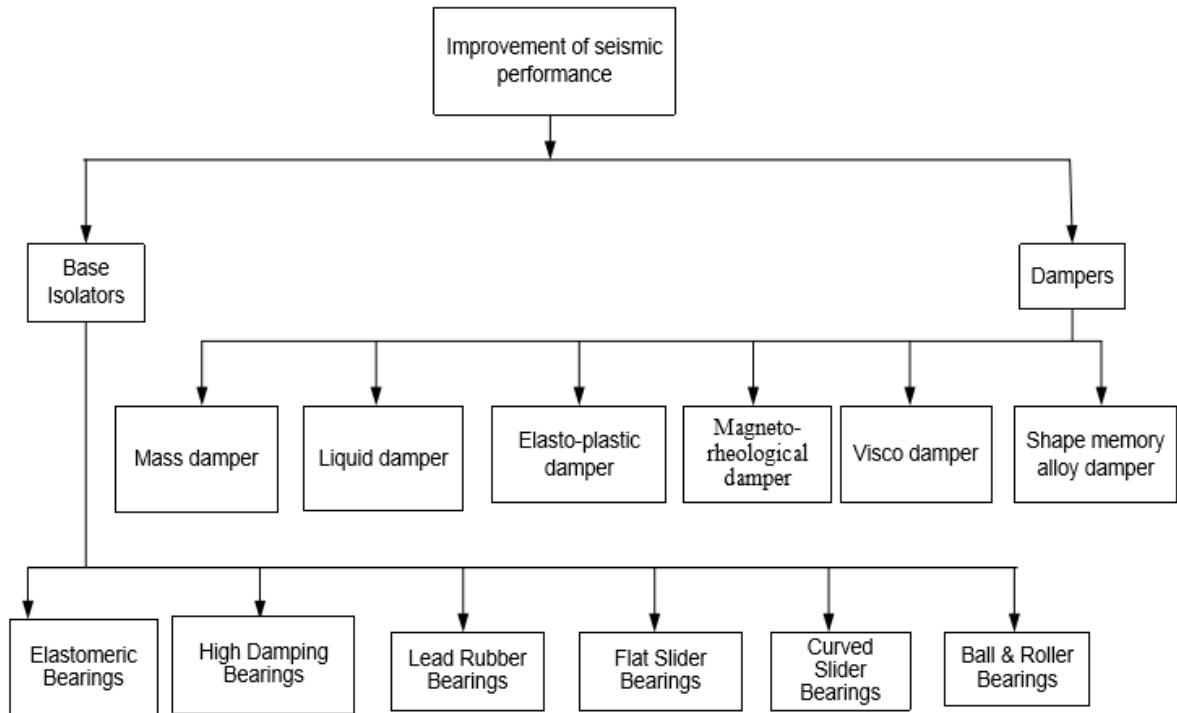


Figure. 1.6- Différents types d'isolateurs et d'amortisseurs de base (Nath et al. 2018).

1.4.1. L'isolation sismique

Les mouvements du sol sont transmis au bâtiment à travers les fondations ; si le sol est libre de se déplacer sous le bâtiment, ce mouvement ne peut pas se propager. Dans ce contexte, l'idée d'introduire des filtres entre le sol et les bâtiments a émergé ces dernières années, permettant à ceux-ci de dissiper le plus d'énergie possible. Cette stratégie s'appelle l'isolement.

L'isolation sismique est apparue comme une alternative intéressante qui promet des économies à court et à long terme.

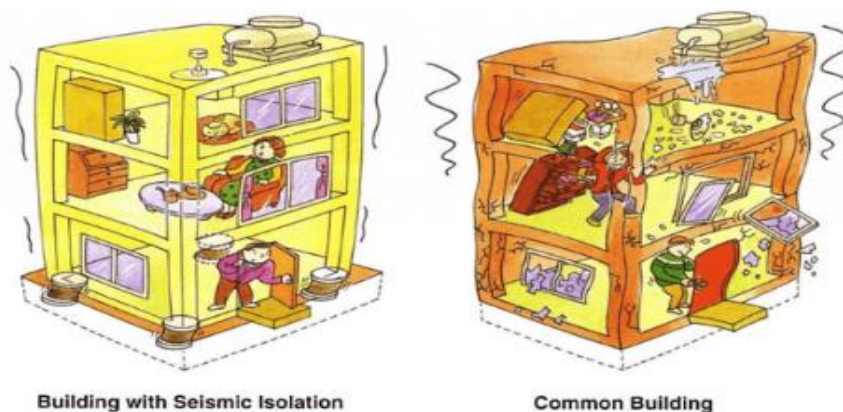


Figure 1.7- Avantages de l'isolation à la base.

Les techniques d'isolation de base sont largement utilisées dans des structures réelles à travers le monde. De nombreux bâtiments dans le monde entier ont déjà été isolés, avec des exemples notables tels que le bâtiment du Capitole de l'État de l'Utah et l'Hôtel de Ville de Los Angeles. (Figure 1.8) (Ouni et al. 2022).



Figure 1.8- Bâtiment du Capitole de l'État de l'Utah et les dispositifs d'amortissement sismique (isolateurs de base).

L'effet de l'isolation de base peut être réalisé par l'installation de certains dispositifs entre la construction et la base de support afin de séparer ou isoler le mouvement de la construction de celui du sol. Ainsi, des forces induites par un séisme peuvent être réduites par des facteurs de cinq à dix de ceux d'une structure non isolée (Athamnia, 2011). Grâce à l'installation du système d'isolation, la fréquence de la structure totale diminue et la structure est principalement dominée par une seule forme de mode (Tai et Ikenaga, 2022).

Les chercheurs Yanik et Ulus en 2023 ont mené des analyses numériques sur trois bâtiments différents pour étudier les effets de l'interaction sol-structure (ISS) et de l'isolation à la base (IB) sur les réponses sismiques. L'étude a conclu que l'IB peut réduire l'accélération, la vitesse et les déplacements induits par les tremblements de terre. La plupart des déplacements se produisent sur le système d'isolation, ce qui entraîne un déplacement inter-étage inférieur par rapport à celui des structures à base fixe. L'ISS permet de modifier les réponses aux excitations sismiques en réduisant principalement leurs effets, surtout dans des conditions de sol mou. Les effets de l'ISS étaient plus prononcés pour des conditions de sol mou et à peine présent dans des conditions de sol dense. L'étude a également comparé ses résultats avec la littérature existante, mettant en évidence l'importance d'étudier les effets de l'ISS sur les grands bâtiments pour les études futures.

1.4.1.1. L'isolation élastomérique

L'isolation élastomérique est une technique qui combine du caoutchouc naturel vulcanisé mince avec des plaques d'acier perforées pour les goujons. Ce type d'isolation comprend divers supports tels que des supports en caoutchouc naturel, des supports en caoutchouc à faible amortissement, des supports à bouchon de plomb et des supports en caoutchouc à fort amortissement. Les systèmes élastomères utilisent du caoutchouc naturel ou synthétique comme composant principal. Un exemple précoce et bien connu de l'utilisation de systèmes élastomères est l'isolation de base de l'école Pestalozzi à Skopje en 1969, qui a employé de grands blocs de caoutchouc. La figure 1.9 illustre un support élastomérique (Kavyashree et al. 2020).

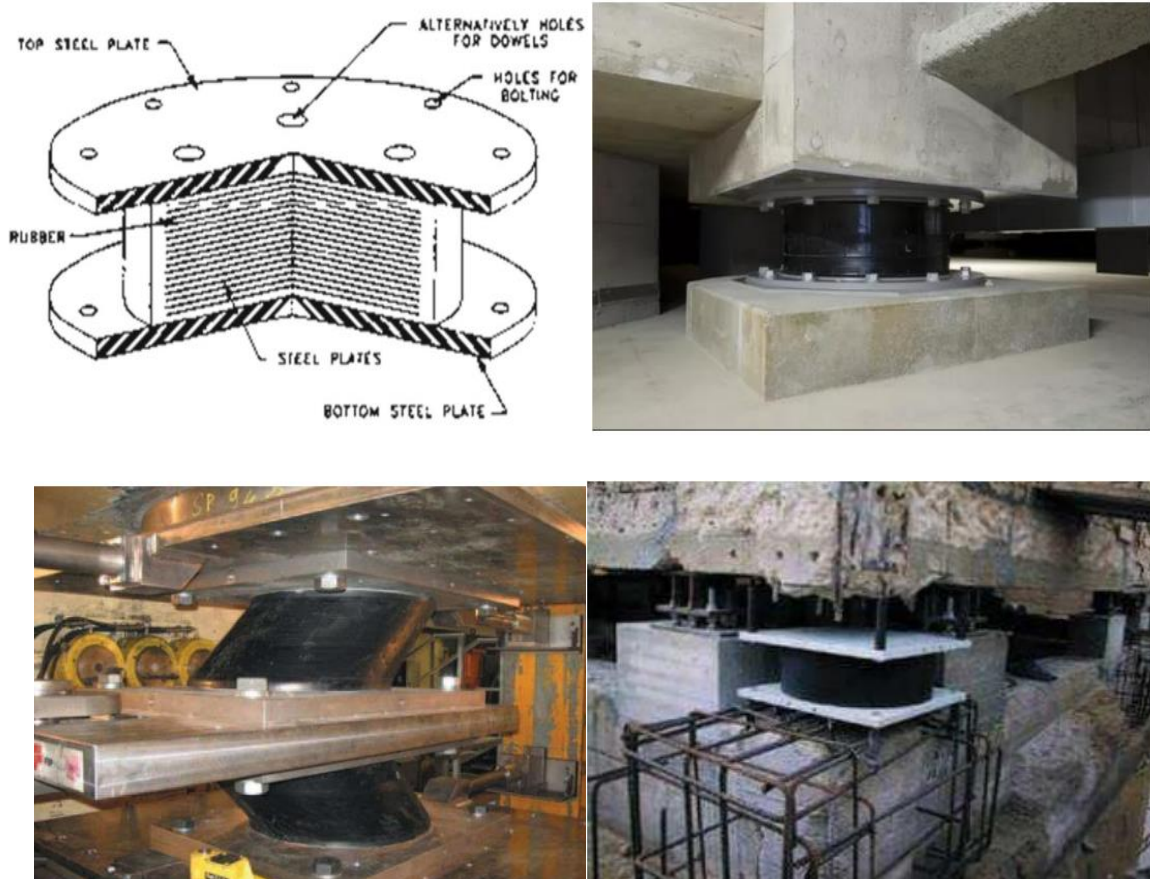


Figure. 1.9- L'isolation élastomérique

L'utilisation d'un élastomère conçu pour la colonne a permis d'observer une augmentation du déplacement absolu, mais une diminution du déplacement relatif. Cela a réduit les dommages à la structure pendant un tremblement de terre. De plus, les moments de cisaillement et de flexion ont diminué en raison d'une période plus longue, ce qui a encore réduit l'accélération des

structures. Le comportement d'amortissement a également été amélioré grâce aux dispositifs d'isolation de base ([Nath et al. 2018](#)).

La protection des plaques d'acier contre la corrosion et contre le feu est assurée par une enveloppe en caoutchouc d'épaisseur de 6 cm donnant à l'isolateur une stabilité au feu de 4 h. Des stabilisateurs de vent peuvent également être montés après le séisme. Nous citons quelques avantages concernant l'utilisation des appuis en caoutchouc naturel et synthétique –Faible amortissement sont:

- Facile à fabriquer ;
- Assemblé et bien collé à l'acier ;
- Facile à modeler ; et sa réaction mécanique est inchangée par taux de chargement de température et vieillissement.

Le seul inconvénient de ce système est l'ajout d'amortissement supplémentaire qui est généralement nécessaire et indispensable. Ces systèmes supplémentaires exigent les connexions raffinées dans le cas des amortisseurs métalliques ([Athamnia, 2011](#)).

1.4.1.2. Les paliers à amortissement élevé

Les paliers en caoutchouc à haut amortissement jouent un rôle crucial dans l'isolation sismique dans le domaine du génie civil, notamment dans des applications telles que les isolateurs de base pour les bâtiments et les paliers de pont. Ces matériaux influencent significativement les performances des systèmes d'isolation en améliorant les caractéristiques d'amortissement et en renforçant la stabilité.

Cependant, l'utilisation efficace des paliers en caoutchouc à haut amortissement est entravée par plusieurs défis. Ceux-ci incluent une plage de température efficace étroite, un faible facteur de perte d'amortissement et une forte sensibilité aux variations de température. La plage de température limitée restreint l'applicabilité de ces matériaux dans diverses conditions environnementales, tandis que le faible facteur de perte d'amortissement compromet leur efficacité dans la dissipation de l'énergie sismique. De plus, la dépendance à la température de ces matériaux pose des défis pour la stabilité à long terme et la fiabilité des systèmes d'isolation sismique (Figure 1.10).

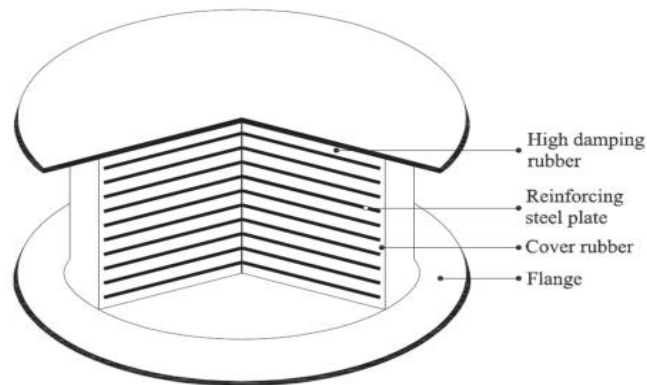


Figure. 1.10- Coupe transversale d'un roulement d'isolation en caoutchouc à amortissement élevé (Chen et al. 2022).

Les paliers à amortissement élevé, tels que les paliers en caoutchouc à billes (BRB), fournissent une dissipation significative de l'énergie lors des tremblements de terre grâce au frottement avec les billes d'acier à l'intérieur du noyau cylindrique, offrant un meilleur amortissement que les paliers élastomères avec le même matériau. Les systèmes BRB sont efficaces pour le contrôle des vibrations sismiques grâce à l'amortissement fourni par les billes d'acier à l'intérieur du noyau. Ces paliers font partie de la catégorie plus large des amortisseurs, qui sont des dispositifs mécaniques dispersant l'énergie cinétique dans les structures pour réduire les vibrations et les chocs (Nath et al. 2018).

1.4.1.3. Isolation par frottement pur

La première utilisation de mécanismes de friction pour dissiper l'énergie due à l'excitation sismique a eu lieu en Iran, où il y avait une couche de sable (interface glissante) entre le sol et les murs du bâtiment (Naderzadeh, 2009). Après l'étude du comportement satisfaisant des bâtiments traditionnels à Masooleh suite au séisme de Manjil de 1990, deux principaux concepts de résistance aux séismes ont été identifiés dans leur construction. L'un concerne la dissipation de l'énergie due au séisme, tandis que l'autre considère l'ensemble du bâtiment comme une unité unique.

Pour la première technique, de nombreux bâtiments traditionnels sont construits sur des fondations isolées. Ils sont conçus et construits de manière à permettre au sol de bouger avec le mouvement de roulis du bâtiment sur la fondation. La fondation est construite sur des couches de bois qui peuvent rouler les unes sur les autres et dissiper l'énergie induite par le séisme (Figure. 1.11) (Naderzadeh, 2009).

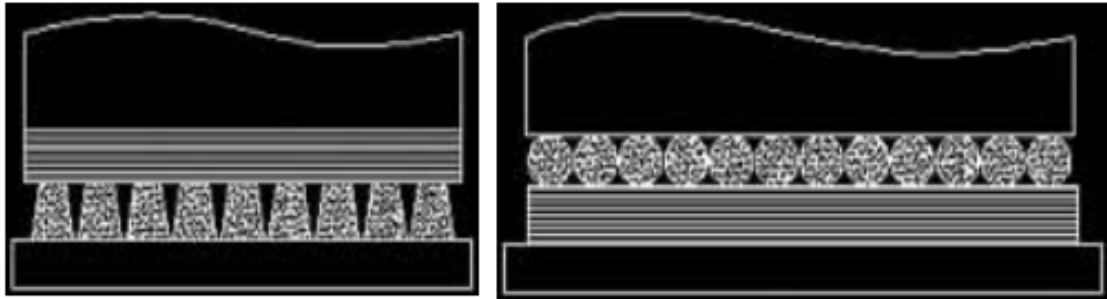


Figure. 1.11- Deux côtés d'une fondation construite sur des couches de bois dans de nombreux bâtiments traditionnels masooleh au nord de l'Iran

La Figure 1.12 montre un exemple de maison traditionnelle construite à Lahijan, une ville du nord de l'Iran, utilisant des morceaux de bois sous les murs selon une configuration différente de celle présentée dans la Figure 1.11. Cette technique semble remonter à plusieurs centaines d'années. Outre ses avantages tels que la prévention de l'humidité, la création d'effets de galerie favorisant la ventilation sous la structure et l'utilisation de l'espace entre le sol et le plancher comme espace de stockage, elle s'est révélée être une mesure efficace contre les séismes. Des enquêtes détaillées sur le terrain auprès de personnes âgées résidant dans ces maisons et des études complémentaires ont montré que ces morceaux de bois étaient intentionnellement installés horizontalement en différentes couches pour une meilleure résistance aux séismes. Ces bâtiments ont également bien résisté lors du séisme de Manjil en 1990 dans le nord de l'Iran. Certains de ces bâtiments ont subi un déplacement permanent de 15 à 20 cm presque sans aucun dommage, principalement en raison de leur dépendance exclusive au frottement sans force de rappel (comme le système de pendule à friction) pour les ramener à leur position d'origine.



Figure. 1.12- Utilisation de morceaux de bois entre le sol et les murs porteurs des maisons traditionnelles de Lahijan, au nord de l'Iran,

Démontre une technique d'isolation de base qui a été appliquée bien avant l'introduction de la technologie moderne d'isolation de base.

L'interface coulissante permet de dissiper l'énergie sismique par friction. Par exemple, un système de pendule à friction est un système qui utilise une interface coulissante en forme de bol (partie d'une sphère) qui donne à la structure un mouvement global similaire à celui d'un pendule. Le rayon de courbure et le coefficient de frottement de l'interface sont des propriétés clés qui contrôlent la période d'isolement et l'énergie dissipée dans le système (Mekki, 2006).

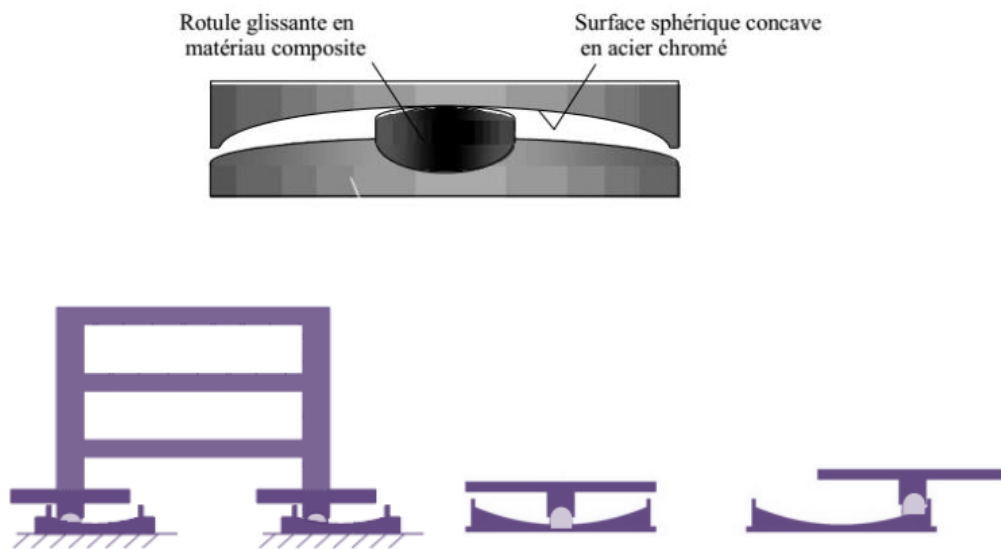


Figure. 1.13- Isolation à pendule glissant.

1.4.1.4. Plaque de frottement

La structure à isoler est posée sur des supports à friction (Figure 1.14). Tant que l'excitation horizontale reste inférieure au frottement statique, les contraintes sismiques transmises à la structure sont les mêmes que celles transmises sans isolation. Sinon, un glissement peut se produire entre la structure et les supports. Les supports de friction sont fabriqués à partir de matériaux à faible coefficient de friction (Pham, 2010).



Figure. 1.14- Plaque de frottement

1.4.2. Dissipation d'énergie

La structure principale de l'amortisseur génère passivement la force d'amortissement en réponse à la force et à la déformation de la structure, contrôlant efficacement les vibrations structurelles. Cette méthode de contrôle passif est largement utilisée et ne nécessite pas d'énergie externe (Li, 2020). Les systèmes de dissipation d'énergie passifs sont très efficaces dans le but de réduire des pulsations et d'augmenter l'amortissement de la structure vibrante.

La réalisation de cette technique se fait par l'ajout des matériaux ou des systèmes qui possèdent la capacité de dissiper l'énergie, soit par la transmission d'énergie cinétique en une énergie thermique, soit par la conversion d'énergie en un autre mode de vibration (Benzina, 2013).

Les principaux systèmes sont :

- Amortisseurs à masse accordée
- Amortisseurs à liquide accordée
- Les matériaux intelligents
- Amortisseurs métalliques
- Amortisseurs à friction
- Amortisseurs viscoélastiques
- Amortisseurs à fluide visqueux

Avantages :

- Il peut être facilement installé.
- Il n'y a pas de pièces mobiles.
- Il peut être remplacé facilement.

Inconvénients :

- Les performances des amortisseurs passifs sont limitées (Laaredj et Mamad, 2020)

1.4.2.1. Amortisseur à masse accordée (Tuned Mass Damper TMD)

Le concept d'amortisseur de masse réglée a été proposé par Frahm en 1909 (Parulekar et Reddy, 2009). L'amortisseur à masse accordée est l'un de ces dispositifs de contrôle passif conventionnels qui se compose naturellement d'une masse, d'un amortisseur et d'un ressort

montés généralement au sommet de la structure pour atténuer la réponse dynamique (Datta, 2010).

Les amortisseurs passifs sont les dispositifs de contrôle des vibrations les plus simples pour protéger les structures contre les forces induites par les risques naturels, tels que les vents forts et les séismes.

Le AMA (en anglais **Tuned mass damper**) permet de "capter" l'énergie de mouvement de la structure autour de sa fréquence de résonance. Pour fonctionner efficacement, le TMD doit être « calibré » en termes de masse et de rigidité de manière à se « coupler » convenablement avec la fréquence de résonance de la structure sur laquelle il est installé (Figure 1.15).

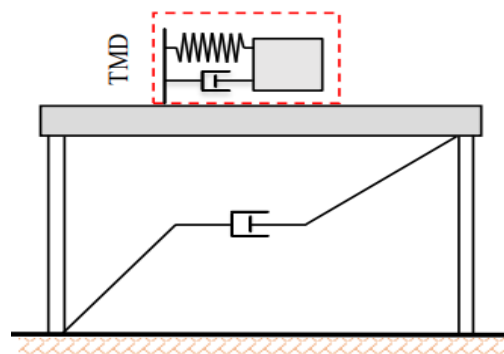


Figure. 1.15- Amortisseur à masse accordée au sommet d'un portique

Les tentatives d'application des amortisseurs de masse accordés aux structures de génie civil contre les excitations externes ont commencé en 1970. La première construction équipée d'un AMA est la tour CN Tower à Toronto (Canada). Les amortisseurs à masse accordée (AMA) se déclinent principalement en deux formes, la plus répandue étant constituée d'une masse reliée à la structure principale par un ressort et un amortisseur (système masse-ressort-amortisseur). Un exemple emblématique de ce type d'AMA est celui installé sous le tablier de la passerelle du Millenium à Londres, visant à atténuer les vibrations induites par les piétons (Figure 1.16).



Figure. 1.16- AMA verticaux installés sous le tablier de la passerelle du Millenium à Londres.

Le deuxième type d'AMA est celui à masse pendulaire accordée. Un exemple célèbre de ce dispositif est le pendule de 730 tonnes utilisé dans la tour de Taipei à Taiwan (Figure 1.17).

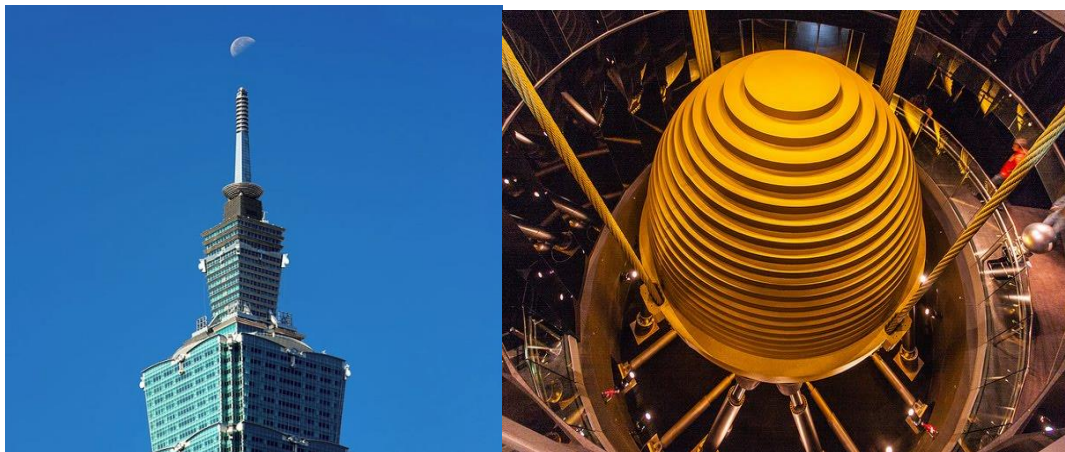


Figure. 1.17- TMD pendulaire installé dans la tour de Taipei

Pendant les vingt dernières années, ils ont été installés dans un grand nombre d'édifices de grande hauteur dans beaucoup de régions du monde, principalement aux États-Unis, l'Arabie Saoudite, le Royaume-Uni, Dubaï et au Japon pour réduire les vibrations dans les systèmes principaux (Figure 1.18).



Figure. 1.18- Application pratique de l'amortisseur de masse accordé (Sahoo, 2015)

Les performances des AMA et leur utilisation réussie dans les systèmes de contrôle des vibrations dépendent de plusieurs facteurs dont les plus importants sont (Figure 1.19):

- Comportement non linéaire ;
- Paramètres du modèle ;
- Rapport de masse ;
- Algorithme de contrôle ;
- Emplacement d'installation ;
- Fréquence accordée ;
- Interaction sol-structure.

Ces facteurs doivent être pris en compte lors de la conception et de la mise en œuvre des structures (Rahimi et al. 2020).

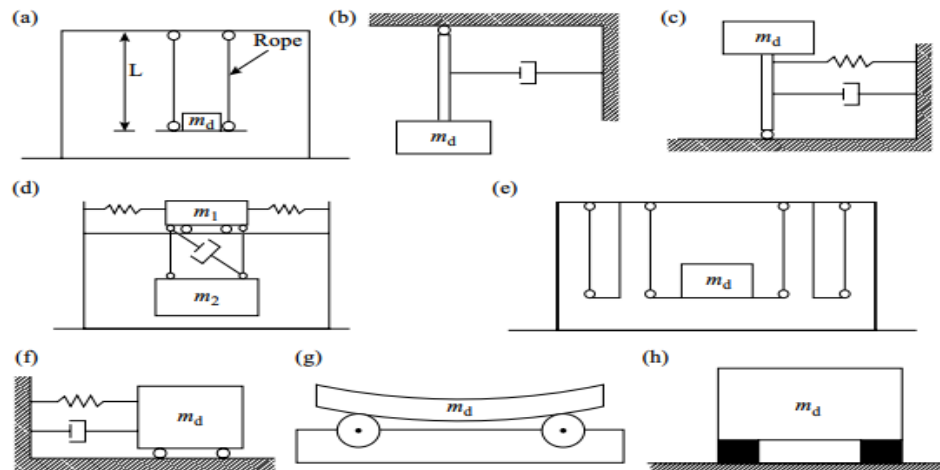


Figure. 1.19- Plusieurs type de AMAs (a) pendule simple, (b) pendule avec amortisseur, (c) pendule inversé avec amortisseur et ressort, (d) amortisseur à deux masses, (e) amortisseur à plusieurs étages, (f) masse coulissante avec ressort et amortisseur, (g) masse oscillante sur roulements rotatifs, et (h) masse sur roulements en caoutchouc.

- **AMA simple**

[Den Hartog \(1956\)](#) a établi une formule concise pour déterminer les rapports optimaux de fréquence et d'amortissement pour le TMD. Ces équations reposaient sur la réduction de la réponse en déplacement d'un système primaire non amorti soumis à une excitation sinusoïdale.

[Fujino et Abé \(1990\)](#) ont utilisé une méthode de perturbation pour développer une formule explicite de TMD placé au sommet d'un système de structure linéaire à deux degrés de liberté. Leur formule dépend du rapport de masse, du rapport de réglage fréquentiel ainsi que du taux d'amortissement du TMD et de la structure. Leur conclusion met en évidence que les formules obtenues par cette méthode peuvent être appliquées avec précision lorsque le rapport de masse est inférieur à 2% et que le taux d'amortissement de la structure dépasse 2%.

[Fujino et Abé \(1993\)](#) a mené une étude sur l'utilisation du TMD pour atténuer les mouvements indésirables causés par le vent sur un bâtiment de 150 étages à Los Angeles. À travers des analyses paramétriques portant sur le rapport de masses et le taux d'amortissement, ils ont déterminé que, avec une conception adéquate, le TMD peut considérablement réduire les vibrations induites par le vent dans les structures de grande hauteur. Leur recherche a révélé qu'en mettant en œuvre un système TMD, il est possible d'éliminer jusqu'à 40% des vibrations dans un bâtiment de 150 étages. De plus, ils ont constaté que pour réduire la réponse du

bâtiment, il est plus efficace d'augmenter le rapport de masses plutôt que le rapport d'amortissement.

[Sadek et al. \(1997\)](#) ont identifié les paramètres optimaux du TMD qui génèrent une réduction significative de la réponse aux charges sismiques. Leur approche consiste à déterminer les rapports de réglage fréquentiel et d'amortissement du TMD, pour un rapport de masses donné, afin d'atteindre un amortissement équivalent dans les deux premiers modes de vibration. Ces paramètres sont ensuite appliqués pour évaluer la réponse de structures à différents niveaux d'étages sous diverses excitations sismiques. Les résultats obtenus démontrent une réduction notable des déplacements et des accélérations structurels.

[Kamrani-Moghaddam et al. \(2006\)](#) ont étudié de manière approfondie l'efficacité des amortisseurs dynamiques à masse accordée (TMD) dans la réduction de la réponse sismique des structures. Leur recherche s'est focalisée sur des bâtiments de différentes hauteurs (3, 9 et 20 étages) conçus pour le projet SAC phase II. L'analyse a porté sur la réponse de ces structures aux séismes de Chi-Chi, Kocaeli et Landers, à la fois en champ lointain et en champ proche, sans contrôle et avec contrôle par TMD. Les résultats ont révélé que l'efficacité optimale du TMD était observée pour la structure de 3 étages sous les séismes en champ lointain, tandis que pour les structures de 9 et 20 étages, son efficacité était plus marquée sous les séismes en champ proche.

- **AMA multiple**

[Igusa et Xu](#) ont proposé un nouveau concept d'amortisseur de masse à réglages multiples pour contrôler les vibrations structurelles à fréquences variables. L'idée de base est d'utiliser de nombreux petits TMD dont les fréquences propres sont réparties autour de la fréquence propre dominante d'une structure pour disposer d'un système TMD aux performances plus robustes (Figure 1.20). Avec les amortisseurs de masse accordés, la possibilité d'aggravation est réduite. Bien que les TMD simples soient des tactiques simples, plus économiques et plus authentiques pour le contrôle des vibrations structurelles, leurs performances dépendent de l'optimisation de la fréquence de réglage et des paramètres d'amortissement ([Rahimi et al. 2020](#)).

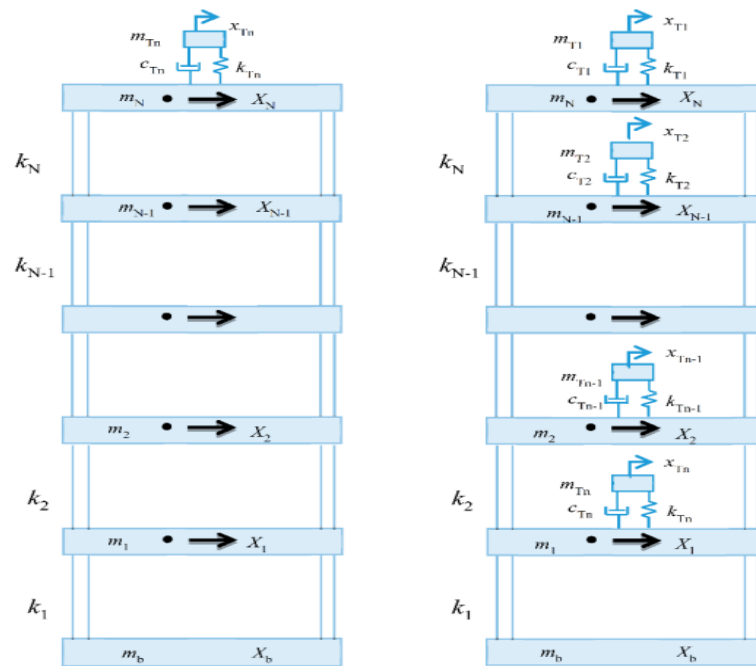


Figure 1.20- TMD simple et TMD multiple.

Rs, (1995) a réalisé une étude paramétrique visant à évaluer l'efficacité du M-AMA utilisant des fréquences naturelles distribuées de manière uniforme pour atténuer la réponse dynamique de la structure excitée à la base pour les vibrations du premier mode. Les paramètres analysés incluent le rapport de fréquences de réglage, le rapport de masses, le nombre total de M-AMA et le taux d'amortissement. Les résultats ont montré que les M-AMA peuvent présenter une efficacité et une robustesse supérieures à celles d'un AMA unique ayant la même masse et le même taux d'amortissement.

Les chercheurs Chen et Wu (2003) ont analysé de manière numérique l'impact de l'amortisseur M-AMA et ont confronté les résultats à ceux de l'amortisseur AMA unique. Un immeuble de trois étages a été exposé à une excitation de bruit blanc et testé sur une table vibrante. Les conclusions ont révélé une plus grande efficacité des M-AMA par rapport à l'AMA unique dans la réduction de l'accélération des étages. Une comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques a été réalisée et les propriétés dynamiques de la structure ont été validées avec succès.

Les chercheurs Gill et al. (2017) ont analysé la résilience des amortisseurs M-AMA répartis verticalement par rapport à celle des amortisseurs AMA uniques et des amortisseurs MAMA tous installés au sommet du bâtiment. Pour ce faire, ils ont utilisé un bâtiment de référence de 20 étages soumis à une excitation sismique, équipé de différents types d'amortisseurs. Les

paramètres optimaux (rapport de masses et taux d'amortissement) ont été sélectionnés en fonction de l'intervalle de robustesse de la fonction objective, calculé à partir d'une distribution de probabilité. Les résultats démontrent une performance supérieure des amortisseurs M-AMA répartis verticalement dans le contrôle de la réponse sismique des structures par rapport aux amortisseurs AMA uniques et aux amortisseurs M-AMA installés au sommet du bâtiment.

- **TMD associé à un système d'isolation à la base**

Yang et al. (1991) ont présenté deux configurations pour un système hybride visant à atténuer les vibrations des structures souples exposées à des séismes intenses. Dans la première configuration, un amortisseur à masse accordée actif (AMAA) est associé à une structure de 20 étages isolée à sa base, tandis que dans la seconde, l'AMAA est remplacé par un amortisseur à masse accordée passif (AMA). Leur étude a démontré que le système hybride peut efficacement protéger l'intégrité de la structure isolée tout en réduisant les déplacements au niveau de l'isolateur et la réponse de la superstructure.

Djedoui et Ounis (2014) ont évalué l'efficacité d'un dispositif de (masse damper TMD) installé au sommet d'une structure isolée à la base dans le but de diminuer le grand déplacement à la base causé par une excitation sismique. Leurs résultats ont démontré que les structures équipées d'un AMA ont réussi à réduire à la fois le déplacement de l'isolation à la base et l'accélération.

Naderpour et al (2019) ont examiné l'efficacité d'une approche de contrôle hybride pour atténuer les vibrations des bâtiments de 5, 10, 15 et 20 étages exposés à des séismes de champ proche et lointain. Cette stratégie combine une isolation à la base non linéaire (BI) avec un dispositif de masse dynamique (AMA) non conventionnel. Dans leur étude, l'AMA est connecté directement au sol via un patin, ainsi qu'à la structure via un ressort, formant ainsi un système AMA non conventionnel. Les résultats indiquent clairement que l'utilisation de dispositifs d'isolation à la base associés à un AMA non conventionnel permet de réduire significativement la réponse des bâtiments aux tremblements de terre. L'impact de l'isolation à la base sur la réduction de la réponse structurelle aux différents types de séismes s'est avéré bien plus important que celui de l'AMA non conventionnel.

1.4.2.2. Amortisseurs à liquide accordée (Tuned Liquid Damper TLD)

Un « Tuned Liquid Damper (TLD) » est un dispositif d'amortissement qui exploite un liquide partiellement rempli dans une boîte annulaire pour atténuer les vibrations mécaniques dans les structures. Contrairement aux amortisseurs traditionnels, les TLD ne possèdent pas de pièces mobiles ; l'amortissement est assuré par le mouvement du liquide interne. Les TLD peuvent être constitués d'une ou plusieurs chambres, chacune étant composée de plusieurs cellules individuelles remplies d'un mélange de fluide, généralement d'eau et de glycol pour éviter le gel du liquide. Ils sont employés pour atténuer les vibrations causées par le vent sur des structures telles que les cheminées, les ponts et les bâtiments. Ils fournissent une solution efficace pour maîtriser les mouvements indésirables et les oscillations dans des structures élancées en exploitant le principe de l'amortissement par le déplacement du liquide interne (Figure 1.21).

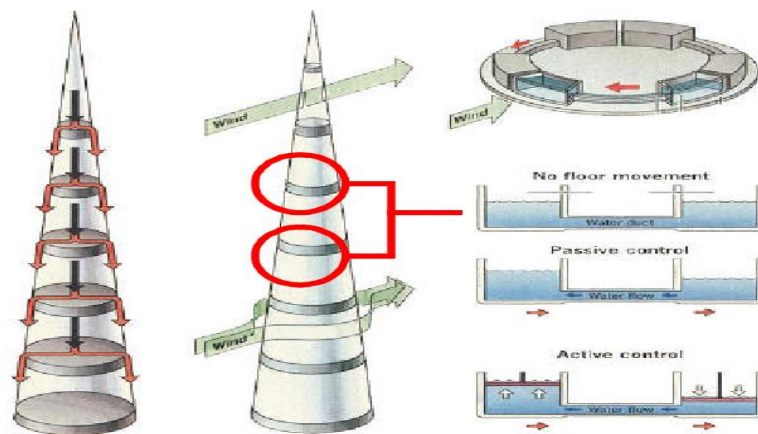


Figure 1.21- Concepts de conception du Millennium Tower Tokyo.

Lors de la conception des amortisseurs liquides accordés, les variables de conception les plus importantes sont les caractéristiques géométriques du réservoir, sa masse, la période de l'amortisseur et le coefficient d'amortissement. Le choix de la période de l'amortisseur est un autre facteur à prendre en compte en termes de performance du TLD. Étant donné que la période du réservoir exprime le temps de circulation du liquide dans le système, elle affecte directement le mouvement de bascule, et donc, l'amortissement.

Depuis les années 1950, des amortisseurs utilisant un liquide sont utilisés dans des réservoirs anti-roulis pour stabiliser les navires contre les mouvements de tangage et de roulis. Dans les années 1960, le même concept a été utilisé dans les amortisseurs de nutation utilisés pour contrôler le mouvement de basculement d'un satellite dans l'espace. Cependant, l'idée d'appliquer

des amortisseurs à liquide pour réduire les vibrations structurelles dans les structures de génie civil a commencé au milieu des années 1980 avec [Bauer](#), qui a proposé l'utilisation d'un conteneur rectangulaire rempli complètement de deux liquides non miscibles pour réduire la réponse structurelle à une charge dynamique [Venkateswara \(2013\)](#).

[Modi et Welt \(1988\)](#), [Fujii et al. \(1990\)](#), [Kareem \(1990\)](#) et [Sun et al. \(1992\)](#) ont également été parmi les premiers à suggérer l'utilisation de dispositifs d'amortissement utilisant le mouvement de liquide pour les structures de génie civil. Les amortisseurs liquides accordés (TLD) peuvent être mis en œuvre en tant que dispositif actif ou passif et sont divisés en deux principales catégories: les amortisseurs accordés à mouvement de balancement (TSD) et les amortisseurs accordés à colonne liquide (TLCDs).

Le TSD est un amortisseur pour contrôler les vibrations des bâtiments avec deux types basés sur la hauteur de l'eau dans le réservoir. Le type peu profond offre un fort amortissement pour les vibrations légères mais est complexe à analyser pour les vibrations intenses, tandis que le type profond présente un comportement linéaire et résonne avec la fréquence propre de la structure [Venkateswara \(2013\)](#).

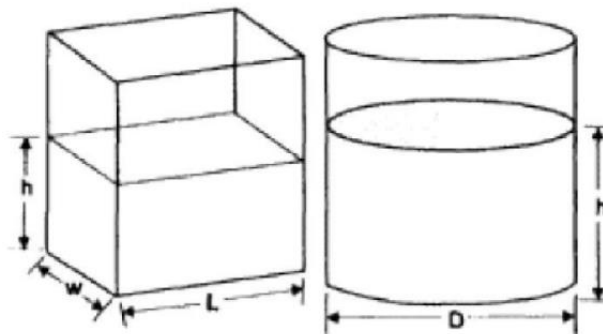


Figure 1.22- Dimensions du dispositif d'amortissement liquide ajustable

Les amortisseurs à colonne liquide accordée (TLCD) allient les mouvements du liquide pour créer une force de rappel et l'amortissement via la perte de pression hydraulique. Des orifices installés à l'intérieur du conteneur jouent un rôle clé dans ce mécanisme (Figure 1.23).

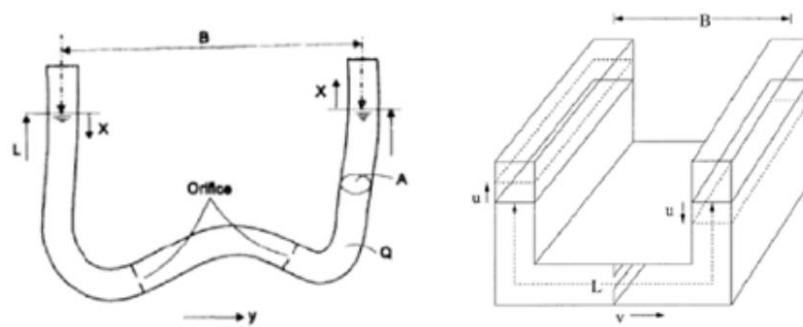


Figure 1.23- Dimensions du dispositif d'amortisseurs accordés à colonne liquide (Sakai, 1989)

Un amortisseur liquide contrôlable ajustable (TLD) est efficace à une fréquence spécifique mais moins face à des forces à plusieurs fréquences. Des dispositifs de contrôle actifs ou semi-actifs ont été développés pour améliorer l'amortissement en ajustant les réponses aux forces mesurées (Figure 1.24).

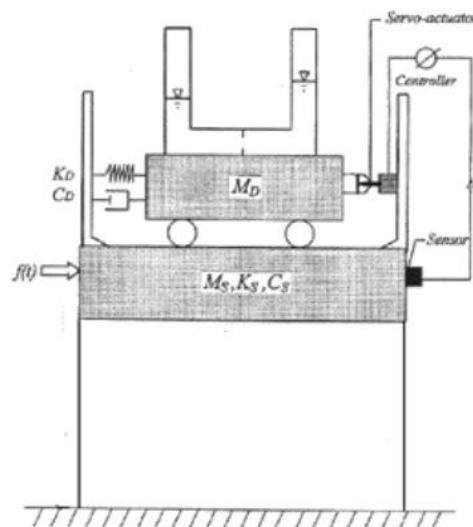


Figure 1.24- Diagramme schématique du TLCD actif proposé par Min (2009)

Banerji et al. (2010) ont configuré un TLD modifiée théoriquement pour un système à un degré de liberté où le TLD repose sur une plateforme surélevée qui est reliée au sommet du bâtiment par une tige rigide munie d'un ressort de rotation flexible à sa base. Pour des valeurs particulières de flexibilité du ressort de rotation, l'accélération de rotation de la tige est en phase avec l'accélération structurale supérieure. Le TLD a été soumis à une accélération d'amplitude plus grande que celle du modèle traditionnel avec une base fixe et son efficacité a été accrue (Figure 1.25).

Jitaditya et al. (2014) ont construit une structure de 4 étages en utilisant des membres du PASCO et une base mobile pour simuler un tremblement de terre avec un accéléromètre mesurant l'accélération en présence et en l'absence d'un amortisseur liquide accordé (TLD). L'étude visait à démontrer l'efficacité du TLD dans la réduction des vibrations structurelles, atteignant jusqu'à 80 % de réduction des vibrations lorsqu'il est excité, notamment autour de la fréquence de résonance. Les résultats expérimentaux ont montré que le TLD atténuait efficacement le déplacement et l'accélération avec l'effet le plus significatif observé près de la fréquence de résonance. L'étude a confirmé que le TLD est le plus efficace à la fréquence de résonance, réduisant les vibrations de 80 %.

Ocak et al. (2022) a étudié un amortisseur liquide réglé avec un réservoir cylindrique. Sur la Figure 1.25, un schéma en 3D du bâtiment avec le TLD est présenté. Ce schéma est également représenté sous forme de figure en 2D montrant les dimensions et les paramètres du TLD. Enfin, une figure idéalisée représentant le modèle de structure à un étage avec le TLD est fournie sur la Figure 1.25. Les chercheurs ont comparé les algorithmes classique et adapté de la recherche harmonique pour les amortisseurs liquides accordés dans les structures. Leur étude a montré que l'algorithme adapté offrait une meilleure réduction des déplacements sismiques que l'algorithme classique. Ils ont également constaté une diminution significative des accélérations dans les structures, ce qui souligne l'amélioration de l'efficacité de l'optimisation par l'adaptation des paramètres de l'algorithme.

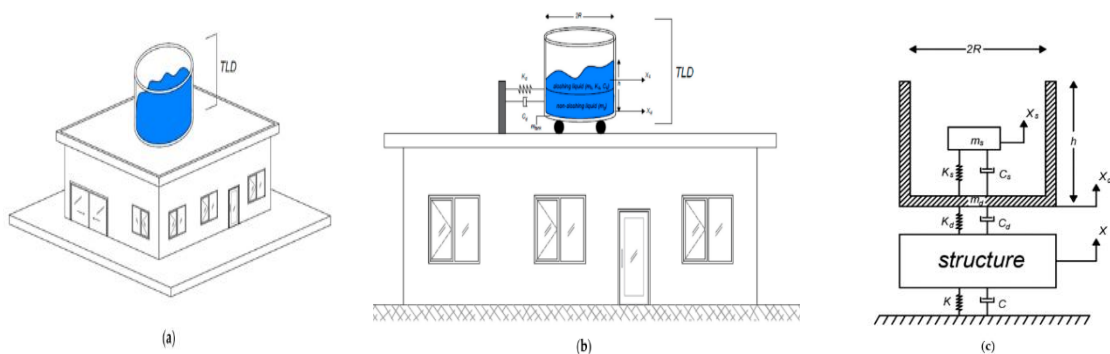


Figure 1.25- Structure et modèles TLD

1.5. Conclusion

Ce chapitre a été consacré à dresser un aperçu sur les systèmes de contrôle passif, d'une part, et sur les lois de contrôle actif et semi-actif et hybride, d'autre part. Il constitue une sorte d'étude

préliminaire permettant d'illustrer et de comprendre le concept des différents types de contrôle de vibration. Nous avons présenté dans ce chapitre les nombreuses technologies en passant en revue leurs propres propriétés. Nous avons par ailleurs décrit leurs avantages et leurs inconvénients.

Dans ce chapitre, l'accent a été principalement mis sur l'étude des systèmes passifs, et ce, considérant leur grande présence sur le marché, mais surtout le fait que la maîtrise de leurs propriétés ainsi que leur conception méritent d'être plus approfondies selon plusieurs critères d'optimisation. C'est ce que nous allons suggérer dans la suite de notre travail.

Dans la suite du mémoire, nous nous intéresserons donc à l'étude du contrôle passif et nous choisirons, parmi plusieurs types d'amortisseurs, celui à masse accordée qui est le plus adéquat et l'isolation à la base. Un tel choix peut être justifié par le grand succès que rencontre ce dispositif passif dans le domaine du génie civil, chaque fois où l'on a cherché à amortir les structures flexibles telles que les ponts et les gratte-ciels. Ce dispositif passif, traité dans la première partie de ce chapitre, est simple, efficace, peu coûteux et s'avère fiable, chaque fois où l'on cherche à supprimer les vibrations indésirables des structures.

Chapitre 2

*Modélisation des Structures et des dispositifs de
contrôle de vibration*

2.1. Introduction

Pour chaque système de contrôle, des modèles mathématiques et les équations gouvernant le mouvement dynamique sont requis pour simuler chaque système. On présente dans ce chapitre les différentes équations dynamiques des différents systèmes de contrôle allant des structures sans contrôle vers les structures munies de systèmes de contrôle.

2.2. Hypothèses et limites

Dans les formules mathématiques liées à la modélisation des bâtiments équipés d'équipements de contrôle, certaines hypothèses sont nécessaires :

- La structure est modélisée comme un système linéaire avec plusieurs degrés de liberté où la masse est concentrée à chaque étage avec une rigidité effective donnée.
- La structure est supposée rester dans la région élastique pendant l'excitation sismique, ce qui est l'objectif principal du contrôle de la réponse structurelle.
- La structure est soumise à une composante horizontale unidirectionnelle du séisme.
- Les poteaux et les poutres sont inextensibles et légères, n'offrant qu'une rigidité latérale.
- L'interaction sol-structure est négligée.

2.3. Structure sans dispositif de contrôle

2.3.1. Equations de mouvement et représentation mathématiques

La plupart des bâtiments à plusieurs étages peuvent être modélisés comme des systèmes à plusieurs degrés de liberté (N-DDL) comme le montre la figure 2.1. Dans ce cas, on suppose que :

- La masse de la structure est concentrée aux niveaux des planchers,
- Les poutres ont une rigidité infinie,
- La force axiale dans les poteaux n'engendre pas la déformation de la structure.

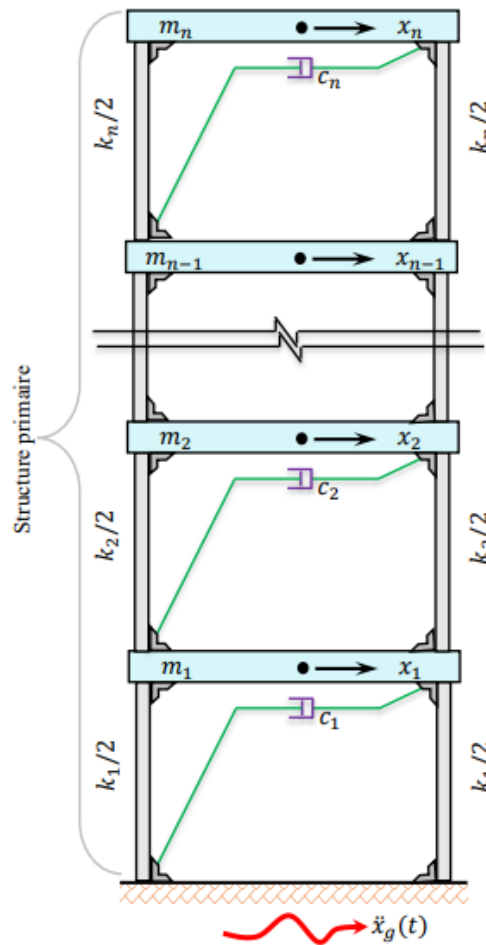


Figure 2.1- Représentation schématique d'une structure primaire non contrôlée à plusieurs degrés de liberté (N-DDL) soumise à une excitation sismique

On considère également que le système n'est soumis qu'à une excitation unidirectionnelle du séisme. L'équation de mouvement régissant une structure à plusieurs degrés de liberté (N-DDL) soumise à un mouvement latéral du sol représenté par une accélération du sol à sa base est donnée par les expressions suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} m_1 \ddot{x}_1 + c_1 \dot{x}_1 + k_1 x_1 - c_2 (\dot{x}_2 - \dot{x}_1) - k_2 (x_2 - x_1) = -m_1 \ddot{x}_g \\ m_2 \ddot{x}_2 + c_2 (\dot{x}_2 - \dot{x}_1) + k_2 (x_2 - x_1) - c_3 (\dot{x}_3 - \dot{x}_2) - k_3 (x_3 - x_2) = -m_2 \ddot{x}_g \\ m_3 \ddot{x}_3 + c_3 (\dot{x}_3 - \dot{x}_2) + k_3 (x_3 - x_2) - c_4 (\dot{x}_4 - \dot{x}_3) - k_4 (x_4 - x_3) = -m_3 \ddot{x}_g \\ \vdots \\ m_{n-1} \ddot{x}_{n-1} + c_{n-1} (\dot{x}_{n-1} - \dot{x}_{n-2}) + k_{n-1} (x_{n-1} - x_{n-2}) - c_n (\dot{x}_n - \dot{x}_{n-1}) \\ \quad - k_n (x_n - x_{n-1}) = -m_{n-1} \ddot{x}_g \\ m_n \ddot{x}_n + c_n (\dot{x}_n - \dot{x}_{n-1}) + k_n (x_n - x_{n-1}) = -m_n \ddot{x}_g \end{array} \right. \quad (2.1)$$

- $m_1, m_2, \dots, m_{n-1}, m_n$ sont les masses respectives de chaque étage du bâtiment.
- $\ddot{x}_1, \ddot{x}_2, \dots, \ddot{x}_{n-1}, \ddot{x}_n$: Les accélérations respectives de chaque étage du bâtiment.

- $c_1, c_2, \dots, c_{n-1}, c_n$: Les constantes d'amortissement respectives de chaque étage du bâtiment.
- $\dot{x}_1, \dot{x}_2, \dots, \dot{x}_{n-1}, \dot{x}_n$: Les vitesses respectives de chaque étage du bâtiment.
- $k_1, k_2, \dots, k_{n-1}, k_n$: Les rigidités respectives de chaque étage du bâtiment.
- $x_1, x_2, \dots, x_{n-1}, x_n$: Les déplacements respectifs de chaque étage du bâtiment
- \ddot{x}_g : L'accélération du sol, représentant l'excitation sismique.

Les équations précédentes peuvent être écrites sous forme matricielle comme suit :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [C]\{\dot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = -\{M\}\ddot{x}_g \quad (2.2)$$

Avec :

- $X(t)$ est le vecteur collectant tous les déplacements latéraux des étages x_i ($i=1,2,\dots, n$) et le déplacement relatif au sol, c'est-à-dire : $X(t) = [x_1(t) \ x_2(t) \ \dots \ x_{n-1}(t) \ x_n(t)]^T$
- $[M]$ La matrice de masse.
- $[C]$ La matrice d'amortissement.
- $[K]$ La matrice de rigidité.
- $\{M\}$ Le vecteur masse.

Les matrices sont données par les expressions suivantes :

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & & & & & \\ & m_2 & & & & \\ & & \ddots & & & \\ & & & m_{n-1} & & \\ & & & & m_n & \end{bmatrix}; [C] = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & & & & & sym \\ -c_2 & c_2 + c_3 & & & & \\ & -c_3 & \ddots & & & \\ & & & c_{n-1} + c_n & & \\ & & & -c_n & c_n & \end{bmatrix};$$

$$[K] = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & & & & & sym \\ -k_2 & k_2 + k_3 & & & & \\ & -k_3 & \ddots & & & \\ & & & k_{n-1} + k_n & & \\ & & & -k_n & k_n & \end{bmatrix};$$

Par conséquent, l'équation de mouvement peut être exprimée sous forme matricielle :

$$\begin{aligned}
 & \begin{bmatrix} m_1 & & & & \\ & m_2 & & & \\ & & \ddots & & \\ & & & m_{n-1} & \\ & & & & m_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \\ \vdots \\ \ddot{x}_{n-1} \\ \ddot{x}_n \end{Bmatrix} \\
 & + \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & & & & \\ -c_2 & c_2 + c_3 & & & \\ & -c_3 & \ddots & & \\ & & & c_{n-1} + c_n & \\ & & & -c_n & c_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x}_1 \\ \dot{x}_2 \\ \vdots \\ \dot{x}_{n-1} \\ \dot{x}_n \end{Bmatrix} \\
 & + \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & & & & \\ -k_2 & k_2 + k_3 & & & \\ & -k_3 & \ddots & & \\ & & & k_{n-1} + k_n & \\ & & & -k_n & k_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ \vdots \\ x_{n-1} \\ x_n \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} m_1 \\ m_2 \\ \vdots \\ m_{n-1} \\ m_n \end{Bmatrix} \ddot{x}_g(t)
 \end{aligned} \tag{2.3}$$

2.4. Structure avec dispositifs de contrôle

2.4.1. Équations de mouvement d'un bâtiment isolé à la base

L'isolation parasismique (Figure 2.2) est une technique qui vise à réduire les effets des séismes sur les structures en découplant les mouvements du sol de ceux de la structure. Les principes fondamentaux de l'isolation parasismique reposent sur la souplesse du système structural et l'augmentation de l'amortissement. Cette technique permet de réduire la rigidité du système structural, d'allonger la période fondamentale de la structure et d'améliorer sa résistance aux séismes.

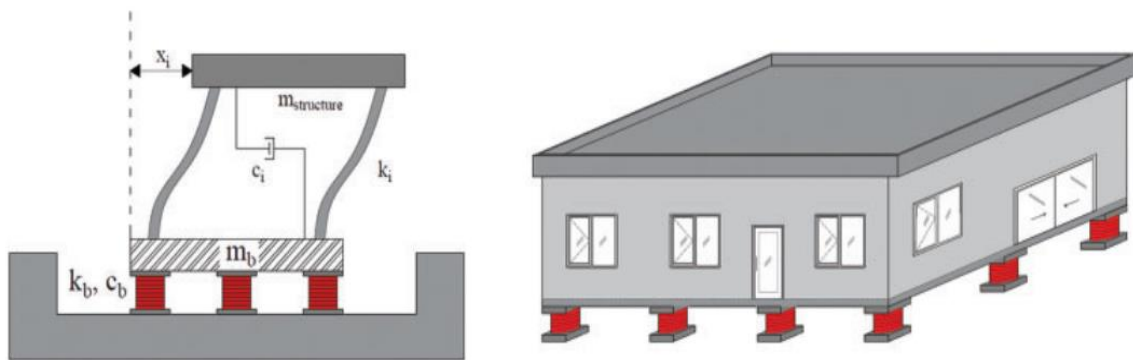


Figure 2.2- Modèle d'une structure à un degré de liberté isolé à la base

Afin de comprendre le comportement d'une structure à N degrés de liberté isolée (Figure 2.3), il est utile de considérer un modèle simple de structure à deux masses. La structure est représentée par un modèle structurel à deux degrés de liberté, où m_s représente la masse de la superstructure du bâtiment et m_b représente la masse de la base indépendante du bâtiment. La rigidité et l'amortissement de la structure sont représentés par k_s et c_s et la rigidité et l'amortissement de l'isolant sont représentés par k_b et c_b . La structure à base fixe peut être caractérisée par une période propre T_s , une pulsation propre ω_s et un pourcentage d'amortissement ζ_s Yanik et Ulus (2023), où :

$$T_s = \frac{2\pi}{\omega_s} ; \quad \omega_s = \sqrt{\frac{k}{m}} ; \quad \zeta_s = \frac{c}{2m\omega_s} \quad (2.4)$$

D'un autre côté, la configuration isolée à la base se définit par sa période propre T_b , sa pulsation propre ω_b et son taux d'amortissement ζ_b . Selon la littérature sur l'isolation parasismique, il est généralement préconisé que la période effective (T_b) d'une structure à base isolée soit comprise entre 1,5 et 3,0 secondes ($1,5 \text{ s} < T_b < 3 \text{ s}$). Autrement dit, l'isolateur est conçu pour déplacer la période de la structure des zones à forte accélération vers celles à faible accélération, typiquement situées dans cette plage de périodes (Chopra, 2016).

$$T_b = \frac{2\pi}{\omega_b} ; \quad \omega_b = \sqrt{\frac{k_b}{(m+m_b)}} ; \quad \zeta_b = \frac{c_b}{2(m+m_b)\omega_b} \quad (2.5)$$

L'efficacité du système d'isolation parasismique se manifeste lorsque la période propre du bâtiment isolé (T_b) est nettement supérieure à celle de la structure non isolée à base fixe (T_s), ou lorsque la pulsation angulaire du bâtiment isolé (ω_b) est considérablement inférieure à celle de la structure fixe (ω_s).

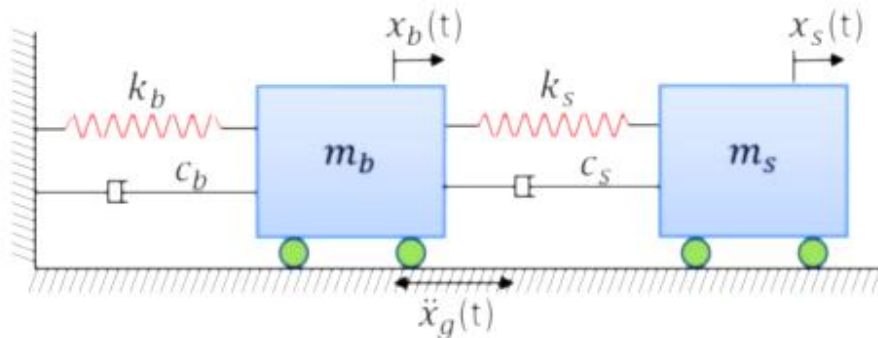


Figure 2.3- Croquis d'une structure sismiquement isolée

Nous obtenons, pour une structure à deux degrés de liberté en termes de déplacement absolu, les équations suivantes :

Pour la masse m_b :

$$m_b \ddot{x}_b + c_b \dot{x}_b + k_b x_b - c_s (\dot{x}_b - \dot{x}_s) - k_s (x_b - x_s) = -m_b \ddot{x}_g \quad (2.6)$$

Pour la masse m_s :

$$m_s \ddot{x}_s + c_s (\dot{x}_s - \dot{x}_b) + k_s (x_s - x_b) = -m_s \ddot{x}_g \quad (2.7)$$

L'assemblage des équations sous forme matricielle donne l'écriture suivante :

$$\begin{bmatrix} m_b & \\ & m_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_b \\ \ddot{x}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_b + c_s & -c_s \\ -c_s & c_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x}_b \\ \dot{x}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_b + k_s & -k_s \\ -k_s & k_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_b \\ x_s \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} m_b \\ m_s \end{Bmatrix} \ddot{x}_g \quad (2.8)$$

Considérons un bâtiment isolé à la base (BI) soumis à un mouvement sismique horizontal caractérisé par une accélération de sol $\ddot{x}_g(t)$. La structure principale, à n degrés de liberté DDL (n -DDL) associée au système d'isolation à la base conduit à un ensemble « Structure + Base isolée ». Par conséquent, le système d'équations régissant le mouvement du bâtiment isolé à la base excité par l'accélération du sol \ddot{x}_g peut s'écrire comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} m_b \ddot{x}_b + c_b \dot{x}_b + k_b x_b - c_1 (\dot{x}_b - \dot{x}_1) - k_1 (x_b - x_1) = -m_b \ddot{x}_g \\ m_1 \ddot{x}_1 + c_1 (\dot{x}_1 - \dot{x}_b) + k_1 (x_1 - x_b) - c_2 (\dot{x}_1 - \dot{x}_2) - k_2 (x_1 - x_2) = -m_1 \ddot{x}_g \\ m_2 \ddot{x}_2 + c_2 (\dot{x}_2 - \dot{x}_1) + k_2 (x_2 - x_1) - c_3 (\dot{x}_3 - \dot{x}_2) - k_3 (x_3 - x_2) = -m_2 \ddot{x}_g \\ \vdots \\ m_n \ddot{x}_n + c_n (\dot{x}_n - \dot{x}_{n-1}) + k_n (x_n - x_{n-1}) = -m_n \ddot{x}_g \end{array} \right. \quad (2.9)$$

Le nouveau système d'équations peut être donné sous forme matricielle par l'expression suivante :

$$[M_b] \{\ddot{x}(t)\} + [C_b] \{\dot{x}(t)\} + [K_b] \{x(t)\} = -\{M_b\} \ddot{x}_g \quad (2.10)$$

$$\begin{bmatrix} k_b + k_1 & & & & & \text{sym} \\ -k_1 & k_1 + k_2 & & & & \\ & -k_2 & \ddots & & & \\ & & & k_{n-1} + k_n & & \\ & & & -k_n & k_n & \end{bmatrix}$$

L'équation peut être écrite sous d'autres formes, où les matrices sont données en termes relatifs et non absolus (déplacement, vitesse et accélération)

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} m_b + \sum_{i=1}^n m_i & & & & & \text{sym} \\ & m_1 & & & & \\ & \vdots & & & & \\ & m_{n-1} & & & & \\ & m_n & & & & \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_b \\ \ddot{u}_1 \\ \vdots \\ \ddot{u}_{n-1} \\ \ddot{u}_n \end{Bmatrix} \\ & + \begin{bmatrix} c_b & & & & & \text{sym} \\ & c_1 + c_2 & & & & \\ & -c_2 & \ddots & & & \\ & & & c_{n-1} + c_n & & \\ & & & -c_n & c_n & \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_b \\ \dot{u}_1 \\ \vdots \\ \dot{u}_{n-1} \\ \dot{u}_n \end{Bmatrix} \\ & + \begin{bmatrix} k_b & & & & & \text{sym} \\ & k_1 + k_2 & & & & \\ & -k_2 & \ddots & & & \\ & & & k_{n-1} + k_n & & \\ & & & -k_n & k_n & \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_b \\ u_1 \\ \vdots \\ u_{n-1} \\ u_n \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} m_b \\ m_1 \\ \vdots \\ m_{n-1} \\ m_n \end{Bmatrix} \ddot{x}_g(t) \end{aligned} \quad (2.12)$$

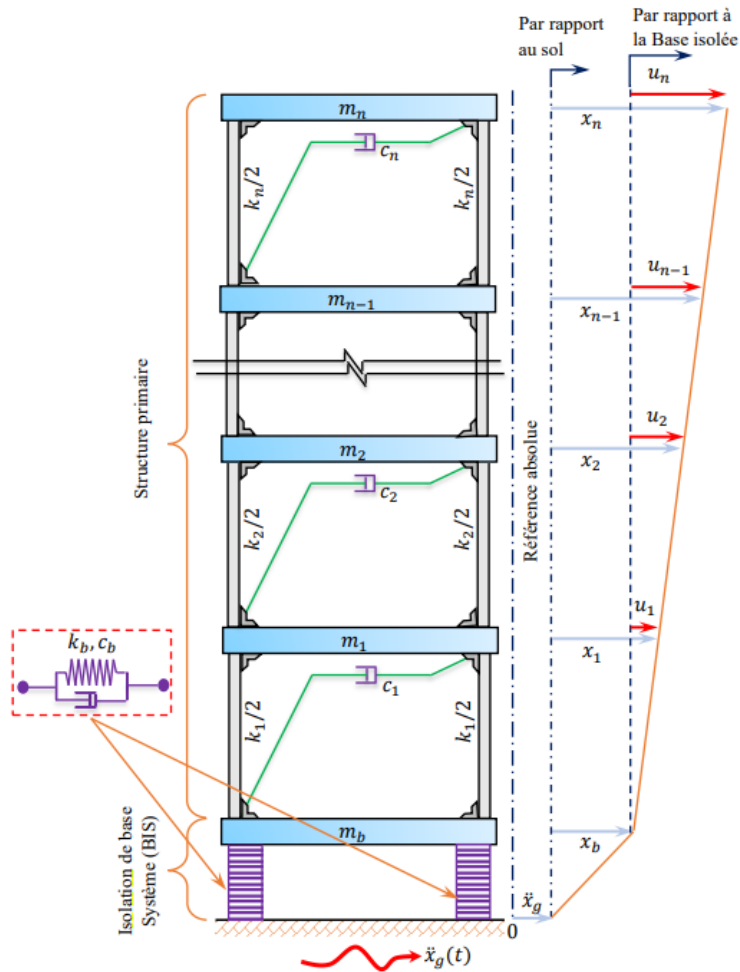


Figure 2.4- Schéma à base isolée d'une structure à plusieurs degrés de liberté (N-DOF) sous une excitation sismique.

2.4.2. Équations de mouvement d'un bâtiment avec TMD

Le concept derrière l'amortisseur à masse accordé (Tuned Mass Damper TMD) implique l'utilisation d'une masse fixée à des ressorts dotés de propriétés d'amortissement. Cet agencement sert à diminuer les vibrations mécaniques subies par divers systèmes, en particulier dans les structures telles que les bâtiments, les automobiles et les éoliennes. En règle générale, la fréquence de vibration du TMD est calibrée pour s'aligner sur celle de la structure sur laquelle il est installé en utilisant une masse plus légère que la structure elle-même.

En employant un composant léger, le TMD atténue efficacement l'impact des excitations harmoniques, offrant ainsi une stabilité contre les mouvements brusques. Ce mécanisme ingénieux minimise l'amplitude des vibrations, garantissant que même lorsque la fréquence

excitatrice s'aligne étroitement sur la fréquence naturelle de la structure, les vibrations maximales restent relativement insignifiantes.

La configuration du système consiste en un système principal équipé de TMD comme le montre la figure 2.4. Le système principal est caractérisé par la rigidité k_s , la constante d'amortissement c_s et la masse m_s . La pulsation propre et le rapport d'amortissement visqueux du système principal sont $\omega_s = \sqrt{k_s/m_s}$ et $\xi_s = c_s/2\sqrt{k_s m_s}$, respectivement, et comme pour le système principal, les paramètres du TMD sont la raideur k_T , la constante d'amortissement c_T et la masse m_T . Soient $\omega_T = \sqrt{k_T/m_T}$ et $\xi_T = c_T/2\sqrt{k_T m_T}$ la pulsation propre et le rapport d'amortissement du TMD, respectivement. La pulsation d'accord et le rapport de masse du TMD sont définis comme suit

Le rapport de réglage de la pulsation

$$f = \frac{\omega_T}{\omega_s} \quad (2.13)$$

Le rapport des masses

$$\mu = \frac{m_T}{m_s} \quad (2.14)$$

Où m_T est la masse du TMD et m_s est la masse de la structure

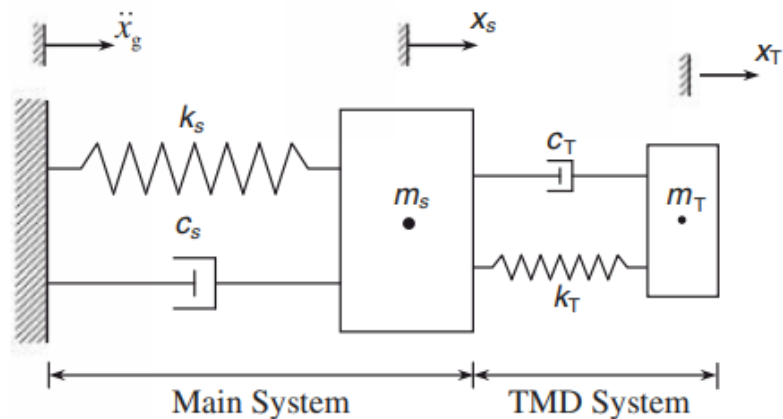


Figure.2.5- Modèle structurel d'un système principal à un seul degré de liberté avec TMD

Cheng et al. (2008)

L'équation de mouvement pour un système principal attaché avec un TMD, excité par l'accélération du sol \ddot{x}_g comme suit :

$$\begin{bmatrix} m_s & \\ & m_{TMD} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_s \\ \ddot{x}_{TMD} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_s + c_{TMD} & -c_{TMD} \\ -c_{TMD} & c_{TMD} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x}_s \\ \dot{x}_{TMD} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_s + k_{TMD} & -k_{TMD} \\ -k_{TMD} & k_{TMD} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_s \\ x_{TMD} \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} m_s \\ m_{TMD} \end{Bmatrix} \ddot{x}_g \quad (2.15)$$

2.4.2.1. Structure (n-DDL) équipée de TMD installée au sommet

Examinons le scénario d'une structure possédant N degrés de liberté (N-DDL) et équipée d'un amortisseur de masse accordé. Dans ce cas précis, le TMD traditionnel est installé au N^{ième} étage de la structure. Les équations du mouvement, représentées sous forme matricielle, sont déterminées par le nombre total de degrés de liberté de la structure entière, qui est N+1. Ces équations peuvent être exprimées comme suit :

$$[M_t]\{\ddot{x}(t)\} + [C_t]\{\dot{x}(t)\} + [K_t]\{x(t)\} = -\{M_t\}\ddot{x}_g \quad (2.16)$$

ou

$$\begin{bmatrix} m_1 & & & & \\ & m_2 & & & \\ & & \ddots & & \\ & & & m_n & \\ & & & & m_{TMD} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \\ \vdots \\ \ddot{x}_n \\ \ddot{x}_{TMD} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & & & & \\ -c_2 & c_2 + c_3 & & & \\ & -c_3 & \ddots & & \\ & & & c_n + c_{TMD} & \\ & & & -c_{TMD} & c_{TMD} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x}_1 \\ \dot{x}_2 \\ \vdots \\ \dot{x}_n \\ \dot{x}_{TMD} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & & & & \\ -k_2 & k_2 + k_3 & & & \\ & -k_3 & \ddots & & \\ & & & k_n + k_{TMD} & \\ & & & -k_{TMD} & k_{TMD} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ \vdots \\ x_n \\ x_{TMD} \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} m_1 \\ m_2 \\ \vdots \\ m_n \\ m_{TMD} \end{Bmatrix} \ddot{x}_g(t) \quad (2.17)$$

$[M_t]$ Est la matrice de masse du système

$$[M_t] = \begin{bmatrix} m_1 & & & & \\ & m_2 & & & \\ & & \ddots & & \\ & & & m_n & \\ & & & & m_{TMD} \end{bmatrix}$$

$\{M\}$ Est le vecteur de masse du système $\{M\} = \{m_1, m_2, \dots, m_{n-1}, m_n, m_{TMD}\}^T$

$[C_t]$ Est à la matrice d'amortissement du système

$$[C_t] = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & & & & & \text{sym} \\ -c_2 & c_2 + c_3 & & & & \\ & -c_3 & \ddots & & & \\ & & & c_n + c_{TMD} & & \\ & & & -c_{TMD} & c_{TMD} & \end{bmatrix}$$

$[K_t]$ La matrice de rigidité du système

$$[K_t] = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & & & & & \text{sym} \\ -k_2 & k_2 + k_3 & & & & \\ & -k_3 & \ddots & & & \\ & & & k_n + k_{TMD} & & \\ & & & -k_{TMD} & k_{TMD} & \end{bmatrix}$$

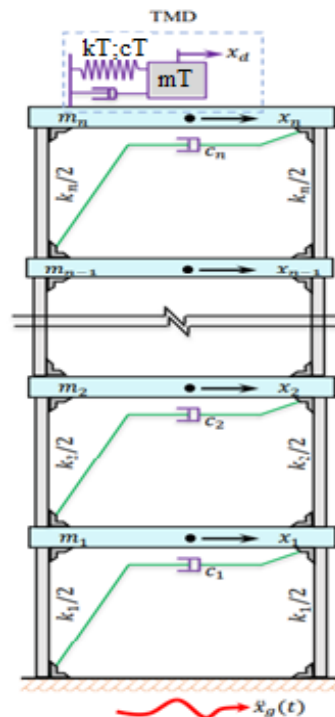


Figure 2.6- Une structure à plusieurs degrés de liberté (N-DDL) équipée d'un amortisseur de masse accordé (TMD)

Plusieurs formules ont été proposées pour les paramètres optimaux du TMD passif en utilisant différents critères et approches. Un sommaire des paramètres optimaux du TMD cités en littérature sont présentés sur le Tableau 2.1.

Tableau 2.1- Formules d'optimisation des paramètres du TMD passif selon la littérature

Chercheur	Rapport Fréquentiel	Amortissement	Remarques
Den Hartog (1956)	$\frac{1}{1 + \mu}$	$\sqrt{\frac{3\mu}{8(\mu + 1)}}$	La première équation des paramètres optimaux d'un TMD pour un système à 1DLL non amorti sous excitation harmonique
Warburt on (1982)	$\frac{\sqrt{1 - \mu/2}}{1 + \mu}$	$\sqrt{\frac{\mu(1 - \frac{\mu}{4})}{4(\mu + 1)(1 - \frac{\mu}{2})}}$	Résultats basés sur excitation white-noise pour un système 1DLL non amorti.
Fujino et Abe (1993)	$\frac{\sqrt{1 - \mu/2}}{1 + \mu}$	$\frac{1}{2} \sqrt{\frac{\mu(1 - \frac{3\mu}{4})}{(\mu + 1)(1 + \frac{\mu}{2})}}$	Résultats basés sur une excitation aléatoire d'un système 2DLL non amorti.
Feng et al. (1995)	$\frac{\sqrt{1 - \mu/2}}{1 + \mu}$	I. $\frac{1}{2} \sqrt{\frac{(1 + \mu)\gamma^4 + \gamma^2}{1 - 3(1 + \mu)^2\gamma^2}} \frac{1}{(\mu + 1)^3}$ II. $\frac{\gamma}{2} \sqrt{1 + \frac{1}{\mu + 1}}$	Résultats basés sur excitation white-noise pour un système 2DLL I) pour déplacement II) pour accélération.
Sadek et al. (1997)	$\frac{1}{1 + \mu} \left[1 - \xi \sqrt{\frac{\mu}{1 + \mu}} \right]$	$\sqrt{\frac{1}{1 + \mu}}$ $\frac{\xi}{1 + \mu} + \sqrt{\frac{\mu}{1 + \mu}}$ Tapez une équation ici.	Résultats basés sur excitation séismique d'un système à 30DLL a) amorti b) non amorti.
Rüdinger (2006)	$\frac{\sqrt{2 + \mu}}{2(1 + \mu)^2}$	$\sqrt{\frac{\mu(4 + 3\mu)}{4(1 + \mu)^3}}$	Résultats basés sur une excitation white noise d'un système 1DLL amorti et non amorti ainsi que linéaire et non linéaire.

Krenk et al. (2008)	$\frac{1}{1 + \mu}$	$\frac{1}{2} \sqrt{\frac{1}{1 + \mu}}$	Résultats basés sur excitation white noise et une force concentrée d'un système 2DDL non amorti.
Hoang et al. (2008)	$\frac{\sqrt{(1 - 6\mu)(1 - \mu^2)}}{1 + \mu} - 0.7\xi$ $\frac{\sqrt{\left(1 - \frac{\delta\mu}{6}\right)}}{(1 + \mu)} - \frac{0.7\xi}{1 - \frac{\mu}{2}}$ $\frac{\sqrt{\left(1 - \frac{\mu}{2}\right)}}{(1 + \mu)} - \frac{0.7\xi}{1 - \frac{\mu}{2}}$	$\frac{\sqrt{\mu(1 + 2.5\mu + 2\mu^2)}}{2(1 + 2.7\mu)}$ $\sqrt{\frac{\mu\left(1 - \frac{\mu}{4}\right)}{4(1 + \mu)\left(1 - \frac{\mu}{2}\right)} + 0.25\mu\xi}$	Résultats basés sur excitation sismique d'un système 1DDL amorti et du rapport suivant : $\delta = \omega_g / \omega_s$ <ul style="list-style-type: none"> • $\delta = 1$ • $1 < \delta < 3$ • $\delta \geq 3$ tel que ω_g est la fréquence dominante du séisme et ω_s est la fréquence de la structure.

Plutôt que d'optimiser les paramètres du TMD, d'autres études préfèrent utiliser l'expression analytique rapportée dans le tableau 2.2. Les formules données dans ce tableau sont différentes:

- 1) 1-DDL amorti ($C_S > 0$) système soumis à une excitation de base à bruit blanc ;
- 2) 1-DDL non-amorti ($C_S = 0$) système soumis à une force excitée ;
- 3) 1-DDL non-amorti ($C_S = 0$) système soumis à une excitation à la base.

Plus grand est le rapport massique μ plus performant est le TMD, en revanche et pour des raisons économiques, la masse du TMD est prise entre 1% et 10% de la masse totale de la structure, et plus généralement le rapport μ est pris égal à 5% (Janocha, 2007).

Tableau 2.2- Expressions à forme fermée pour le réglage optimale du TMD pour une structure primaire 1-DDL non-amortie et amortie (Marian et Giaralis, 2017)

Rapport fréquentiel (f)	Taux d'amortissement (ζ)
(i) Structure soumise à un bruit blanc	
$\frac{\sqrt{(1 - \frac{\mu}{2})}}{1 + \mu}$	$\frac{\sqrt{\mu(1 - \frac{\mu}{4})}}{\sqrt{4(1 + \mu)(1 + \mu/2)}}$
(ii) Structure soumise à une force	
$\frac{1}{1 + \mu}$	$\sqrt{\frac{3\mu}{8(\mu + 1)}}$
(iii) Structure soumise à une excitation à la base	
$\frac{1}{1 + \mu} \sqrt{\frac{2 - \mu}{2}}$	$\sqrt{\frac{3\mu}{8(\mu + 1)(1 - \mu/2)}}$

2.4.3. Le système Hybride (Isolation à la base + TMD)

Dans notre étude, le système hybride passif comprend à la fois un isolateur parasismique et un dispositif d'amortissement dynamique à masse accordée (TMD). L'objectif de l'intégration du TMD est d'optimiser l'efficacité du système d'isolation à la base. Lors de séismes intenses, les bâtiments peuvent subir des déplacements significatifs à leur base. En incorporant le TMD, l'anticipation est que les déplacements à la base soient réduits, tout en maintenant des déplacements inter-étages limités. Deux scénarios seront étudiés : dans le premier, le bâtiment est doté d'un isolateur à la base et d'un TMD passif; dans le second, le TMD passif est installé uniquement au dernier étage.

2.4.3.1. Équations de mouvement de la structure isolée à la base équipée d'un TMD installé à la base

La formulation de l'équation de mouvement d'un édifice isolé à sa base, doté d'un TMD passif installé au premier étage tel qu'illustré dans la figure 2.6, peut être décrite de la manière suivante :

$$[M_{h1}]\{\ddot{x}(t)\} + [C_{h1}]\{\dot{x}(t)\} + [K_{h1}]\{x(t)\} = -\{M_{h1}\}\ddot{x}_g \quad (2.18)$$

ou

Dans la formule, les vecteurs $\{x(t)\}$, $\{\dot{x}(t)\}$ et $\{\ddot{x}(t)\}$ représentent respectivement le déplacement relatif, la vitesse et l'accélération de la structure isolée à sa base, équipée d'un TMD.

$$\{x(t)\} = \begin{Bmatrix} x_b \\ x_1 \\ \vdots \\ x_n \\ x_T \end{Bmatrix}; \quad \{\dot{x}(t)\} = \begin{Bmatrix} \dot{x}_b \\ \dot{x}_1 \\ \vdots \\ \dot{x}_n \\ \dot{x}_T \end{Bmatrix}; \quad \{\ddot{x}(t)\} = \begin{Bmatrix} \ddot{x}_b \\ \ddot{x}_1 \\ \vdots \\ \ddot{x}_n \\ \ddot{x}_T \end{Bmatrix} \quad (2.20)$$

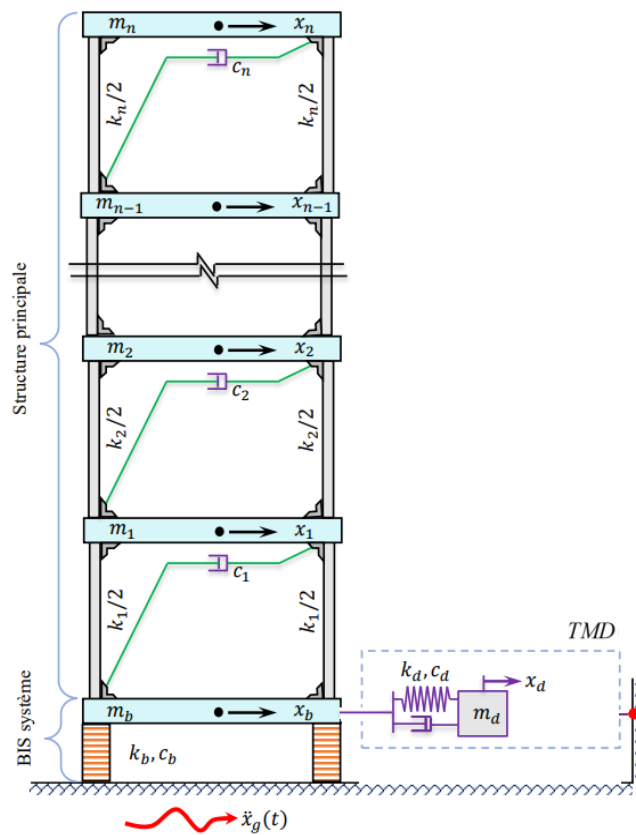


Figure 2.7- Structure à plusieurs degrés de liberté (N-DDL) isolée à la base, équipée de TMD à la base

2.4.3.2. Équations de mouvement de la structure isolée à la base, équipée d'un TMD installé au sommet

La formulation de l'équation de mouvement pour un édifice isolé à sa base, doté d'un Tuned Mass Damper (TMD) installé au sommet, tel que représenté dans la figure 2.8, est la suivante :

$$[M_{h2}]\{\ddot{x}(t)\} + [C_{h2}]\{\dot{x}(t)\} + [K_{h2}]\{x(t)\} = -\{M_{h2}\}\ddot{x}_g \quad (2.21)$$

Les matrices $[M_{h2}]$, $[C_{h2}]$ et $[K_{h2}]$ deviennent :

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} m_b & & & & & \\ & m_1 & & & & \\ & & \ddots & & & \\ & & & m_n & & \\ & & & & m_{TMD} & \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_b \\ \ddot{x}_1 \\ \vdots \\ \ddot{x}_n \\ \ddot{x}_{TMD} \end{Bmatrix} \\ & + \begin{bmatrix} c_b + c_1 & & & & & \\ -c_1 & c_1 + c_2 & & & & \\ & -c_2 & \ddots & & & \\ & & & c_n + c_{TMD} & & \\ & & & -c_{TMD} & c_{TMD} & \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x}_b \\ \dot{x}_1 \\ \vdots \\ \dot{x}_n \\ \dot{x}_{TMD} \end{Bmatrix} \\ & + \begin{bmatrix} k_b + k_1 & & & & & \\ -k_1 & k_1 + k_2 & & & & \\ & -k_2 & \ddots & & & \\ & & & k_n + k_{TMD} & & \\ & & & -k_{TMD} & k_{TMD} & \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_b \\ x_1 \\ \vdots \\ x_n \\ x_{TMD} \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} m_b \\ m_1 \\ \vdots \\ m_n \\ m_{TMD} \end{Bmatrix} \ddot{x}_g(t) \end{aligned} \quad (2.22)$$

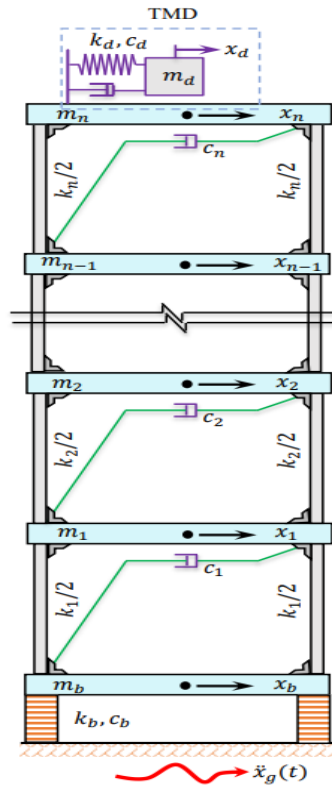


Figure 2.8- Structure à (n-DDL) isolée à la base, équipée de TMD installés au dernier étage

2.5. Conclusion

Des aspects mathématiques du contrôle passif dans différents cas ainsi que le développement des équations de mouvement de structures sans contrôle et équipées de différents mécanismes de contrôle passif TMD et isolation à la base, jusqu'au détail des équations de contrôle hybrides (isolation à la base + TMD) ont été présentés dans ce chapitre. Une exploitation des équations présentées dans ce chapitre va être faite dans les chapitres qui suivront.

Chapitre 3

*Résolution numérique des équations de mouvement
et validation*

3.1. Introduction

Les méthodes numériques sont des techniques mathématiques employées pour approximer la solution d'équations différentielles. Elles sont essentielles en génie civil car les équations du mouvement sont souvent trop complexes pour être résolues analytiquement.

Bien souvent, on ne sait pas résoudre exactement une équation différentielle, c'est-à-dire qu'on ne sait pas donner la forme explicite des solutions. Il faut alors recourir à des méthodes qui donnent des solutions approchées.

3.2. Approche théorique assistée par ordinateur

Pour la résolution de l'équation différentielle de mouvement, il existe plusieurs méthodes d'intégration numérique que nous avons utilisé dans l'environnement MATLAB parce qu'il contient de nombreuses méthodes pour les résoudre.

Les méthodes suivantes sont les plus utilisées :

L'intégration pas à pas (Analyse temporelle),

- la méthode d'Euler,
- la méthode de Runge Kutta,
- la méthode de Newmark- β (utilisée dans le cas avec TMD)

Par la suite on fait des validations avec des codes existant ainsi qu'avec SAP2000.

3.2.1. Méthode d'Euler

a) Méthode d'Euler explicite

La méthode d'Euler explicite est l'une des plus anciennes méthodes de résolution des équations différentielles. Elle fut introduire par [Leonhard Paul Euler](#) au XVIII^e. Elle consiste, en pratique pour une valeur initiale donnée, à tracer un graphe à partir d'une approximation successive des dérivées. Pour un pas h et une valeur initiale y_0 à l'instant t_0 , on peut approximer la dérivée en ce point par $f(y_0, t_0)$ et ainsi le prochain point de la courbe au temps $t_1 = t_0 + h$ est donné par $y_0 + hf(y_0, t_0)$. Cela revient à tracer un segment de la tangente en ce point. En répétant ce processus, on obtient la suite suivante:

$$y_{i+1} = y_i + hf(y_i, t_i)$$

La valeur de y_{i+1} converge vers la solution quand h tend vers zéro. L'erreur de la solution est d'ordre $O(h^2)$.

b) Méthode d'Euler implicite

De la même façon, on peut approximer la dérivée en t_{i+1} par $f(y_{i+1}, t_{i+1})$ ce qui ne conduit à:

$$y_{i+1} = y_i + hf(y_{i+1}, t_{i+1})$$

Qui nécessite la résolution d'un système, souvent non-linéaire.

La grande différence entre la méthode d'Euler explicite et celle d'Euler implicite est le domaine de stabilité de ces deux méthodes. Elle s'obtient en prenant le schéma gauche, Cela donne une équation simple à résoudre en y_i .

$$y_{i-1} + O(h^2) = y_i - hf(y_i, t_i)$$

- **Schéma Global**

Cette méthode est généralement la première méthode numérique enseignée malgré des résultats peu fiables. Son schéma et sa compréhension sont simples. Pour la mettre en œuvre, nous avons besoin des informations suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Condition initiale: } y(t=0) = y_0 \\ \text{Equation différentielle: } \frac{dy}{dt} = f(t, y) \end{array} \right.$$

Après avoir choisi un **pas dt de calcul**, on établit le schéma suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} y(t=0) = y_0 \\ y_1 = y_0 + f(t_0, y_0) \times dt \\ y_2 = y_1 + f(t_1, y_1) \times dt \\ \dots \\ y_{n+1} = y_n + f(t_n, y_n) \times dt \end{array} \right.$$

Cela signifie que l'on évalue la valeur de la fonction y à l'instant $n+1$ en calculant la pente de celle-ci $\left(\frac{dy}{dt}\right)$ à l'instant n :

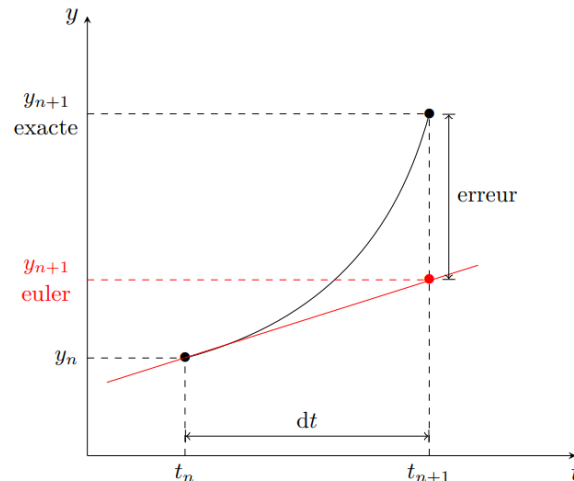


Figure. 3.1- Méthode d'Euler explicite avec un pas égal à dt et erreur

- **Erreur de la méthode**

La méthode d'Euler est simple, mais si la taille du pas est choisie trop grande, l'erreur peut être importante. En fait, le calcul de l'erreur de cohérence est donné par la formule de **Taylor-Lagrange** :

$$\begin{aligned} e_n &= u(t_{n+1}) - u_{n+1} = u(t_{n+1}) - u_n(t_n) - hf(t_n, u(t_n)) \\ &= u(t_{n+1}) - u(t_n) - hu'(t_n) = 0.5h^2u''(t_n) + o(h^2) \end{aligned}$$

Les méthodes numériques telles que la méthode d'Euler sont très sensibles au **choix du pas de calcul** : Elles doivent être suffisamment petites pour que les résultats soient cohérents.

On peut également remarquer que l'erreur diminue avec l'augmentation des étapes de calcul. Pour la méthode Euler explicite, **divisez l'erreur par deux moitiés en une seule étape** (ci-dessous) (Figure 3.2).

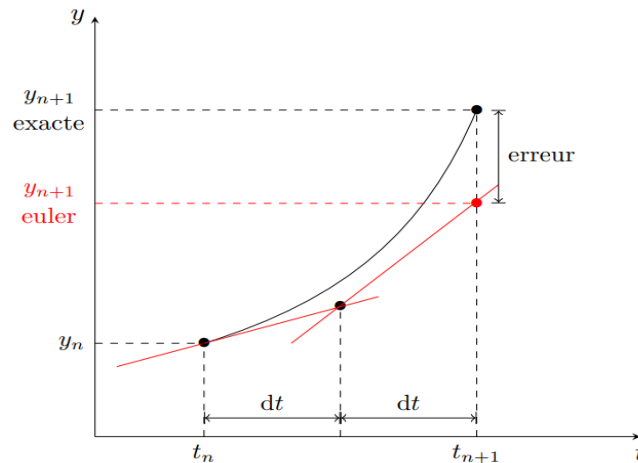


Figure 3.2- Méthode d'Euler explicite avec un pas égal à $dt/2$ et erreur

- **Algorithme d'Euler**

1. Initialisation du pas h ou dt et de la durée T .
2. Initialisation des conditions initiales : $t=0$ et $y=y(0)$.
3. Tant que $t \leq T$ faire :
 - a. Calcul de $f(t, y)$.
 - b. $y = y + hf(t, y)$; $t = t + h$.
 - c. Enregistrement des données.

Bien que la méthode d'Euler puisse présenter l'inconvénient de potentiellement amplifier et propager les erreurs, elle reste précieuse en raison de sa simplicité de programmation et de sa capacité à générer rapidement une solution approchée. Lorsque la taille du pas est soigneusement sélectionnée et que la durée d'observation est raisonnable, cette méthode permet une compréhension préliminaire du phénomène étudié.

3.2.2. Méthode de Runge-Kutta

Les techniques d'analyse numérique connues sous le nom de méthodes Runge-Kutta sont utilisées pour estimer les solutions des équations différentielles. Ces méthodes, conçues en 1901, portent les noms des mathématiciens Carl Runge et Martin Wilhelm Kutta, en reconnaissance de leurs contributions.

Le fondement de ces techniques repose sur le concept d'itération, qui implique l'utilisation d'une première approximation de la solution pour calculer des approximations ultérieures de plus en plus précises.

- **Principe de la méthode**

On revient au cas général, à savoir la résolution du problème :

$$\frac{dy}{dt} = f(y, t); y(t_0) = y_0$$

Que l'on va chercher à résoudre en un ensemble discret $t_0 < t_1 < \dots < t_N$. Comme une solution explicite n'est pas toujours disponible, les méthodes de Runge-Kutta permettent de déterminer une solution approchée aux points $(t_i)_{0 \leq i \leq N}$. Dans la suite, on notera y_i la solution approchée au temps t_i et $y(t_i)$ la valeur exacte.

- a) **Runge kutta d'ordre 2**

L'intégrale dépend des valeurs de y_n et y_{n+1} ce qui, si on en restait là, donnerait lieu à une méthode implicite. Pour éviter ces complications, on utilise la méthode d'Euler (explicite) afin d'estimer la valeur y_{n+1} qui intervient dans $f(t_{n+1}, y(t_{n+1}))$. On obtient le schéma itératif suivant :

$$y_{n+1} = y_n + h\left(\frac{k_1}{2} + \frac{k_2}{2}\right) \text{ Avec } \begin{cases} k_1 = f(t_n, y_n) \\ k_2 = f(t_n + h, y_n + hk_1) \\ y_0 = y(0) \end{cases}$$

- **Algorithme RK2**

1. Initialisation du pas h , de la durée T .
2. Initialisation des conditions initiales : $t = 0$ et $y = y(0)$.
3. Définition de la fonction $f(t, y)$.
4. Tant que $t \leq T$ faire :
 - a. Calcul de $k_1 = f(t, y)$.
 - b. Calcul de $k_2 = f(t + h, y + hk_1)$.
 - c. $y = y + \frac{h}{2}(k_1 + k_2)$; $t = t + h$.
 - d. Enregistrement des données

- b) **Runge kutta d'ordre 4**

Cette méthode plus complexe fait intervenir quatre fois plus de calculs que la méthode d'Euler (pour une équation différentielle du premier ordre) mais est beaucoup plus fiable.

$$y_{n+1} = y_n + h \left[\frac{k_1}{6} + \frac{k_2}{3} + \frac{k_3}{3} + \frac{k_4}{6} \right]$$

$$\text{Avec } \begin{cases} k_1 = f(t_n, y_n) \\ k_2 = f\left(t_n + \frac{1}{2}h, y_n + \frac{1}{2}hk_1\right) \\ k_3 = f\left(t_n + \frac{1}{2}h, y_n + \frac{1}{2}hk_2\right) \\ k_4 = f(t_n + h, y_n + hk_3) \end{cases}$$

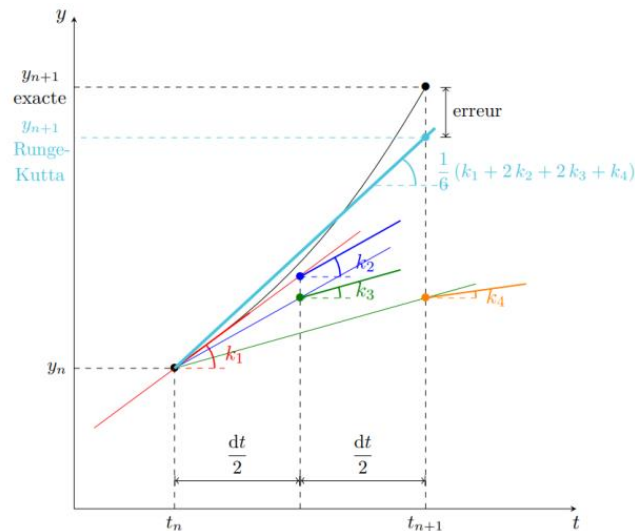


Figure.3.3- Evaluation des pentes pour la méthode de Runge-Kutta d'ordre 4

- **Algorithme RK4**

1. Initialisation du pas h , de la durée T .
2. Initialisation des conditions initiales : $t=0$ et $y=y(0)$.
3. Définition de la fonction $f(t, y)$.
4. Tant que $t \leq T$ faire :
 - a. Calcul de $k_1 = f(t, y)$.
 - b. Calcul de $k_2 = f(t + h/2, y + hk_1/2)$.
 - c. Calcul de $k_3 = f(t + h/2, y + hk_2/2)$.
 - d. Calcul de $k_4 = f(t + h, y + hk_3)$.
 - e. $y = y + \frac{h}{6}(k_1 + 2k_2 + 2k_3 + k_4)$; $t = t + h$.
 - f. Enregistrement des données

Les techniques de Runge-Kutta, d'ordre 2 ou 4, ont l'avantage d'être simples à mettre en œuvre, précises et assez stables pour les fonctions courantes rencontrées en ingénierie. C'est ce qui explique leur grande popularité.

3.2.3. Méthode de Newmark

C'est une méthode d'intégration numérique permettant de résoudre des équations différentielles. Elle est couramment utilisée pour l'évaluation numérique de la réponse dynamique des structures et des solides, comme l'analyse par éléments finis pour la modélisation des systèmes dynamiques.

- **Principe de la méthode**

Newmark a introduit deux paramètres β et γ pour le calcul des déplacements et vitesses au pas de temps $t + \Delta t$:

$$\dot{U}_{t+\Delta t} = \dot{U}_t + \Delta t[(1 - \gamma)\ddot{U}_t + \gamma U_{t+\Delta t}^{\ddot{}}]$$

$$U_{t+\Delta t} = U_t + \Delta t\dot{U}_t + \Delta t^2 \left[\left(\frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{U}_t + \beta \ddot{U}_{t+\Delta t} \right]$$

Considérons les équations d'équilibre au temps $t + \Delta t$

$$M\ddot{U}_{t+\Delta t} + C\dot{U}_{t+\Delta t} + KU_{t+\Delta t} = F_{t+\Delta t}$$

Reportons les relations précédentes en éliminant $\dot{U}_{t+\Delta t}$ et $\ddot{U}_{t+\Delta t}$ il vient :

$$\tilde{K}.U_{t+\Delta t} = \tilde{F}_{t+\Delta t} \text{ OU } \tilde{K} = K + a_0M + a_1C$$

$$\tilde{F} = F_{t+\Delta t} + C(a_1U_t + a_2\dot{U}_t + a_3\ddot{U}_t) + M(a_0U_t + a_2\dot{U}_t + a_3\ddot{U}_t)$$

Avec :

$$a_0 = \frac{1}{(\beta\Delta t^2)} ; a_1 = \frac{\gamma}{(\beta\Delta t)} ; a_2 = \frac{1}{(\beta\Delta t)} ; a_3 = \frac{1}{2\beta} - 1$$

$$a_4 = \frac{\gamma}{\beta} - 1 ; a_5 = \frac{\Delta t}{2} \left(\frac{\gamma}{\beta} - 2 \right) ; a_6 = \Delta t(1 - \gamma) ; a_7 = \gamma\Delta t$$

- Méthode d'accélération moyenne constante ($\gamma = \frac{1}{2}$, $\beta = \frac{1}{4}$)
- Méthode d'accélération linéaire ($\gamma = \frac{1}{2}$, $\beta = \frac{1}{6}$)

- **Algorithme de la méthode de Newmark**

1. Conditions initiales U_0, \dot{U}_0 et \ddot{U}_0
2. Choix de Δt , β et γ et calcul des coefficients $a_1 \dots a_8$
3. Assembler les matrices de raideur K , de masse M et d'amortissement C
4. Former la matrice de rigidité effective $\tilde{K} = K + a_0 M + a_1 C$
5. Factoriser \tilde{K}

- a. calculer le chargement effectif

- b. $\tilde{F} = F_{t+\Delta t} + C(a_1 U_t + a_2 \dot{U}_t + a_3 \ddot{U}_t) + M(a_0 U_t + a_2 \dot{U}_t + a_3 \ddot{U}_t)$

- c. résoudre $\tilde{K}.U_{t+\Delta t} = \tilde{F}_{t+\Delta t}$

- d. calculer les vitesses et accélérations au temps $t + \Delta t$

$$\ddot{U}_{t+\Delta t} = a_0(U_{t+\Delta t} - U_t) - a_2 \dot{U}_t - a_3 \ddot{U}_t$$

$$\dot{U}_{t+\Delta t} = \dot{U}_t + a_6 \ddot{U}_t + a_7 \ddot{U}_{t+\Delta t}$$

3.3. Explication du procédé

Pour comparer les résultats obtenus avec la méthode d'*Euler*, la méthode de *Runge-Kutta d'ordre 2* et la méthode de *Runge-Kutta d'ordre 4* et le schéma de *Newmark*, on se base sur :

1. Convergence

La convergence d'un schéma numérique est une propriété théorique globale assurant que l'écart (au sens d'une norme) entre la solution approchée et la solution exacte tend vers zéro lorsque le pas de discrétisation tend vers zéro (ou lorsque chacun des pas globaux associés aux différentes directions tendent vers zéro). Il ne suffit pas de vérifier à l'aide d'exemples numériques concrets que le comportement de la solution discrète est conforme aux attentes pour s'assurer de la convergence. Par contre, de tels exemples peuvent aider à prouver le contraire.

2. Stabilité :

L'étude de la stabilité d'un schéma consiste à analyser la propagation des perturbations numériques au cours du temps. Un schéma stable conserve une solution finie, malgré les perturbations, alors qu'un schéma instable conduit à une divergence de la solution.

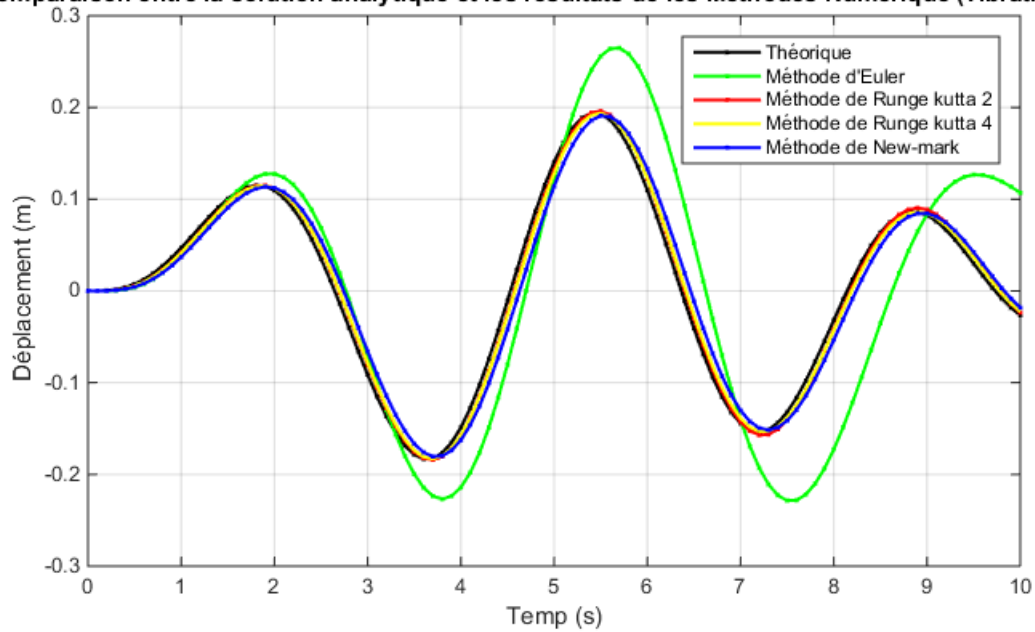
3. Rapidité

La vitesse de convergence d'une suite représente la vitesse à laquelle les termes de la suite se rapprochent de sa limite. Bien que cet ordre de grandeur de vitesse de convergence ne fournisse pas d'information sur toute partie finie de l'ensemble des termes de la suite, ce concept a une grande importance pratique lorsque nous travaillons avec une suite d'approximations successives obtenue à partir d'une méthode itérative, car en général peu d'itérations sont nécessaires pour donner une valeur approchée intéressante lorsque la vitesse de convergence est grande.

4. Précision

La qualité du résultat est directement proportionnelle au nombre d'itérations, ce qui est rarement vrai. Le plus souvent, augmenter la précision peut être extrêmement coûteux. Le nombre de calculs augmente beaucoup plus vite que le gain espéré. Pire encore, et nous aurons l'occasion d'en donner des exemples, il peut s'avérer que la précision diminue quand on cherche à augmenter le nombre de calculs. Il existe, pour chaque algorithme numérique, des plages de stabilité dans lesquelles la méthode est satisfaisante, d'autres dans lesquelles elle se révèle fautive. Les figures ci-dessous montrent une comparaison entre les différentes méthodes pour la résolution de l'équation $m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = f_0 \sin(at)$

Comparaison entre la solution analytique et les résultats de les Méthodes Numérique (vibration 1ddl)



Comparaison entre la solution analytique et les résultats de les Méthodes Numérique (vibration 1ddl)

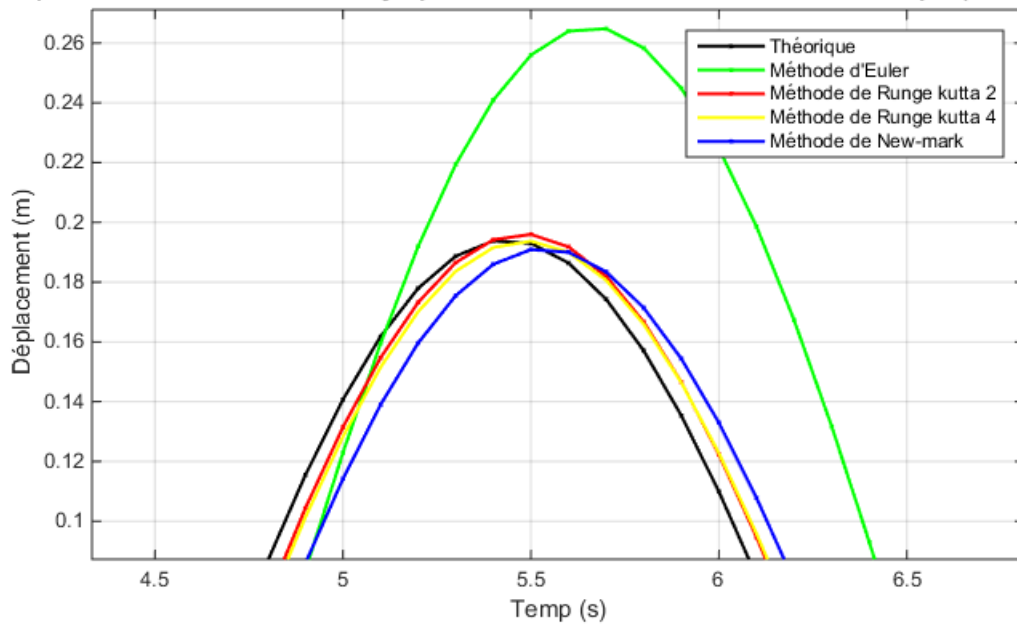
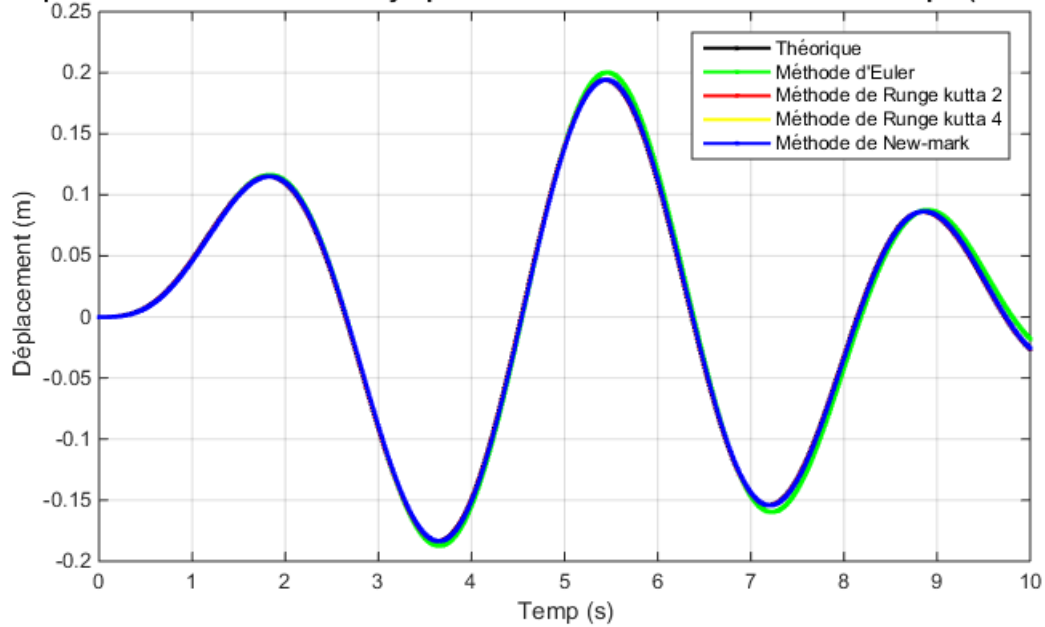


Figure 3.3- Résolution de l'équation de mouvement de vibration d'une système à un DDL pour un pas de 0,1

Comparaison entre la solution analytique et les résultats de les Méthodes Numérique (vibration 1ddl)



Comparaison entre la solution analytique et les résultats de les Méthodes Numérique (vibration 1ddl)

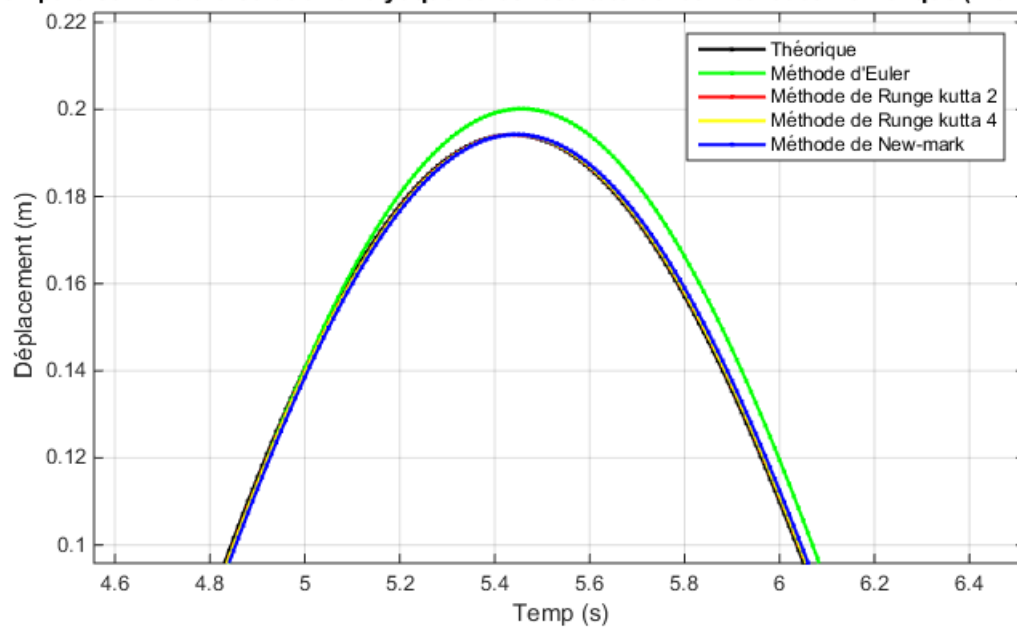


Figure 3.4- Résolution de l'équation de mouvement de vibration d'une système à un DDL pour un pas de 0,01

Les méthodes numériques ont l'avantage d'être simples à programmer et d'être assez stables pour les fonctions courantes de l'ingénierie, mais elles ont quand même un

inconvenient, surtout la méthode d'Euler et la méthode Runge Kutta. Elles sont assez consommatrices en temps de calcul. On peut donc les employer lorsque le temps de calcul n'est pas trop grand. Dans le cas contraire, il vaut mieux se tourner vers le schéma de Newmark à un pas optimal qu'est inférieur à qu'il est le plus précis et rapide à utiliser.

3.4. Programmation des méthodes et des résultats

Dans le cadre de ce projet de fin d'études, on a développé un programme dans l'environnement MATLAB en utilisant la méthode de Newmark. L'objectif principal est de valider ce programme en comparant les résultats à ceux obtenus par d'autres programmes existants disponibles sur le site MathWorks, Une plateforme reconnue pour ses ressources et outils dédiés à MATLAB. Pour ce faire, on a sélectionné plusieurs cas d'étude représentatifs de différents comportements dynamiques. En analysant les résultats de simulation obtenus à partir du programme réalisé avec ceux des programmes référencés, cette recherche vise à évaluer la précision et la fiabilité du programme développé en utilisant la méthode de Newmark, tout en fournissant des insights sur ses performances dans divers contextes d'application.

3.4.1. Application pour une structure à deux degrés de liberté

Un bâtiment à deux étages est modélisé comme un système à deux degrés de liberté avec des planchers rigides, comme indiqué dans la Figure 3.5. Nous déterminons le déplacement maximal du dernier étage dû au mouvement sismique du sol d'El-Centro de 1940. Avec la rigidité inter-étages $k = 197392$ N/m, la masse des étages, $m = 2500$ kg et un coefficient d'amortissement de 2 %. Les résultats sont montrés et comparés dans la figure 3.6 on remarque une concordance totale entre les résultats des deux programmes.

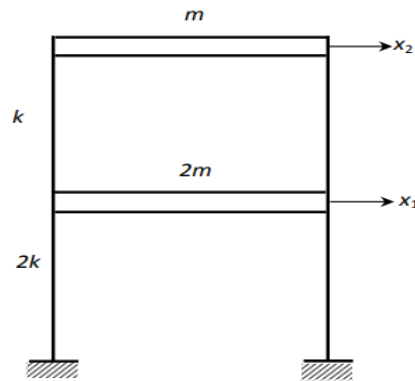


Figure 3.5 Un bâtiment à deux étages

Les matrices de masse et rigidité sont

$$M = \begin{bmatrix} 5000 & \\ & 2500 \end{bmatrix}; K = \begin{bmatrix} 3k & -k \\ -k & k \end{bmatrix}$$

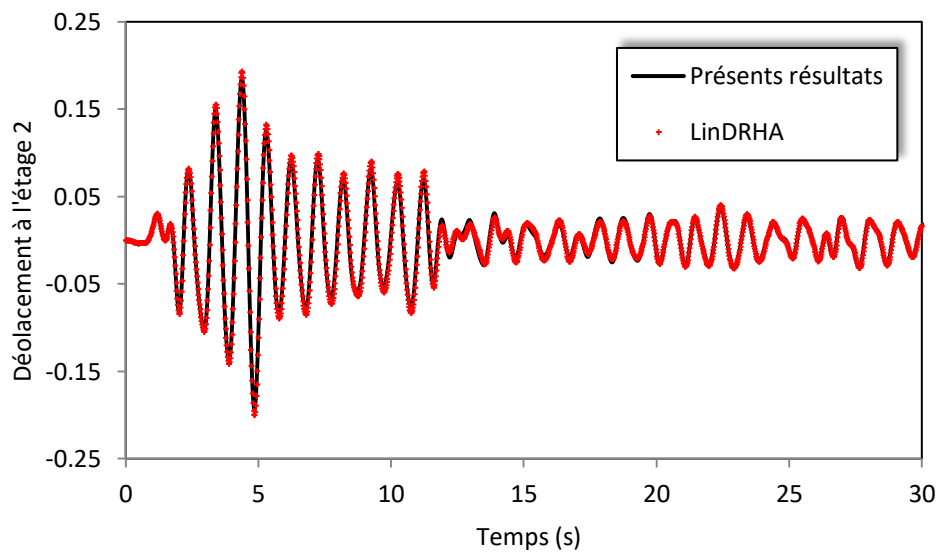


Figure 3.6- Déplacement au toit de la structure à deux degrés de liberté.

3.4.2. Application pour une structure à cinq degrés de liberté

Un bâtiment à cinq étages est modélisé comme un système à 5 degrés de liberté avec des planchers rigides, comme indiqué dans la Figure 3.7. Nous déterminons le déplacement maximal du dernier étage dû au mouvement sismique du sol d'El-Centro de 1940. Avec la rigidité inter-étages $k = 54.82 \times 10^5$ N/m, la masse des étages $m = 45000$ kg et un coefficient d'amortissement de 5 %.

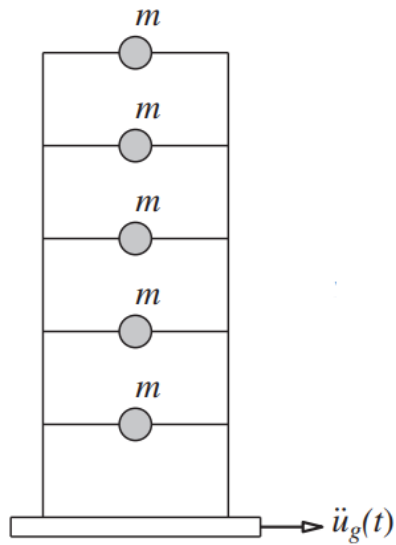


Figure 3.7- Un bâtiment ure à cinq degrés de liberté.

La matrice de masse est

$$[M] = \begin{bmatrix} 45000 & & & & \\ & 45000 & & & \\ & & 45000 & & \\ & & & 45000 & \\ & & & & 45000 \end{bmatrix}$$

La matrice de rigidité est

$$[K] = 10^5 \times \begin{bmatrix} 109,64 & -54,82 & & & \\ -54,82 & 109,64 & -54,82 & & \\ & -54,82 & 109,64 & -54,82 & \\ & & -54,82 & 109,64 & -54,82 \\ & & & -54,82 & 54,82 \end{bmatrix}$$

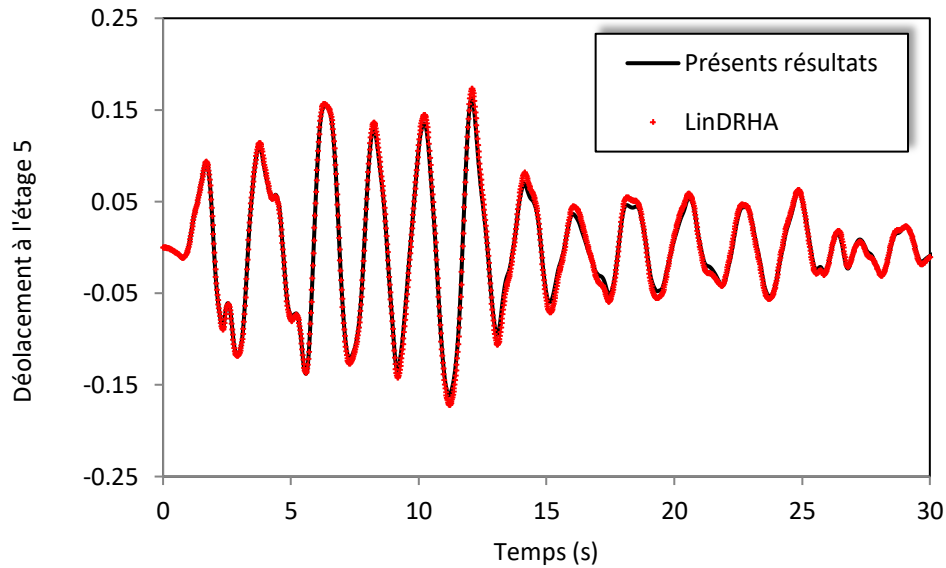


Figure 3.8- Déplacement au toit de la structure à cinq degrés de liberté.

3.5. Validation avec le logiciel SAP2000

Pour montrer l'effet du dissipateur d'énergie (TMD) et isolation à la base sur les réponses des structures, des études comparatives ont été effectuées sur quatre structures de deux, de quatre, de six et de neuf niveaux avec et sans dispositifs de contrôle. Plusieurs programmes numériques peuvent être utilisés pour modéliser les dispositifs de contrôle ainsi que l'analyse des structures tels que SAP 2000 et ETABS. Dans notre étude, on a utilisé le programme SAP2000 dans sa version 14.

SAP2000 est un logiciel de calcul des structures par éléments finis, spécialement dédié à l'analyse de la résistance et de la stabilité des structures. Les calculs sous SAP2000 sont effectués sous actions statiques et dynamiques.

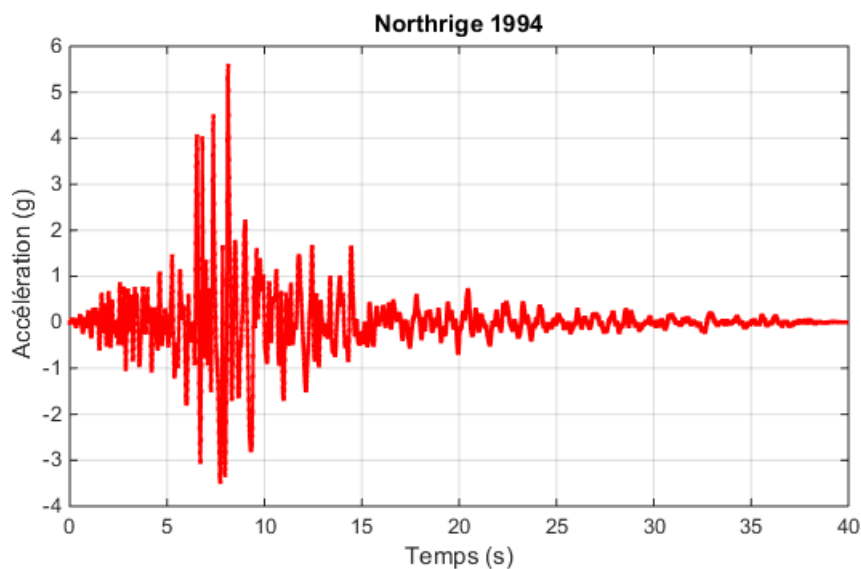
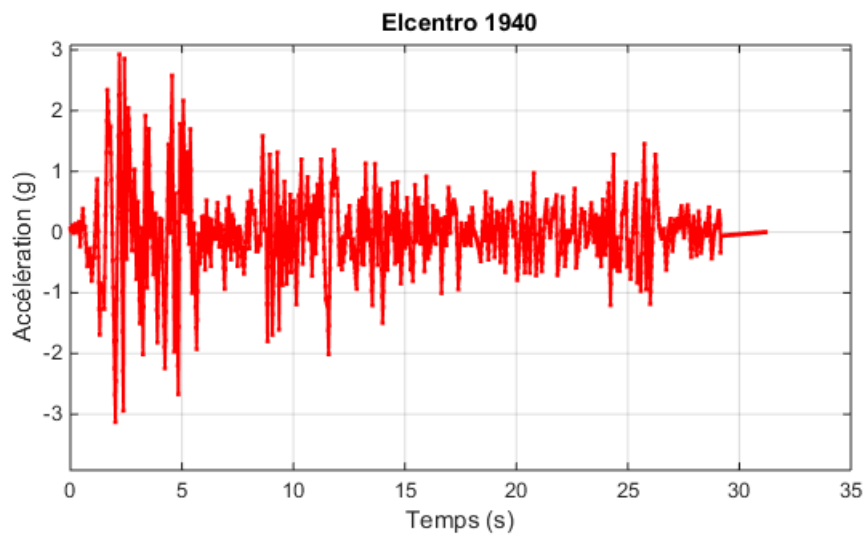
Avec le programme SAP 2000, il est possible de modéliser des géométries complexes, définir les différents cas de charge, générer automatiquement le poids propre, assigner les sections et le matériau, ainsi qu'effectuer des calculs de structure en béton armé ou en acier sur la base de différents règlements.

3.5.1. Description des excitations sismiques

Les performances du système passif étudié dans ce projet sont vérifiées sous trois enregistrements sismiques réels avec un contenu fréquentiel et un pic d'accélération et d'une durée de 30 et 40 secondes avec un pas de 0,005 ; 0,02 et 0,01 seconde, comme suit:

- Séisme d'El Centro 1940, d'une magnitude de 6,9
- Séisme de Northridge 1994 d'une magnitude de 6,7,
- Séisme de Boumerdès 2003 d'une magnitude de 6,8.

Le choix de ces trois enregistrements est motivé par leurs natures. El Centro est considéré dans la littérature comme un séisme de champ lointain, alors que Northridge est considéré comme un séisme de champs proche avec un effet de directivité et Boumerdès est considéré comme un séisme de champs proche.



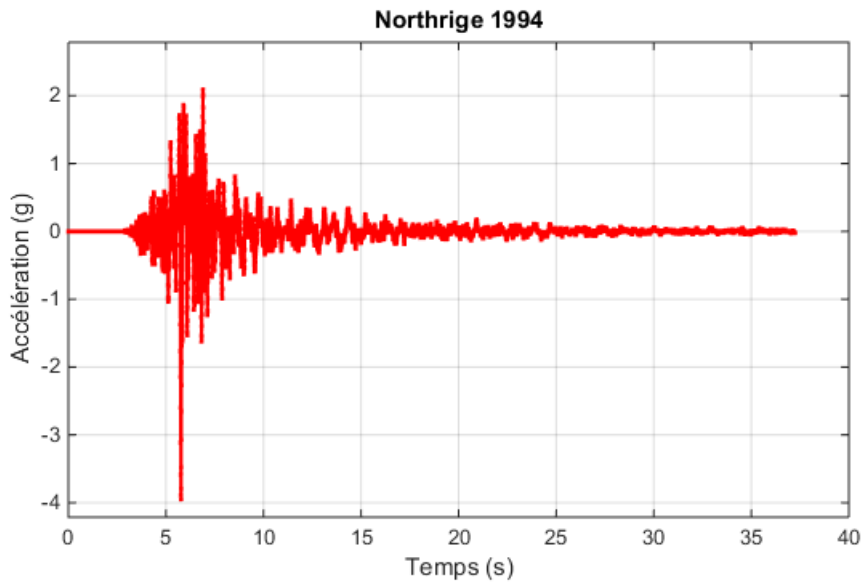
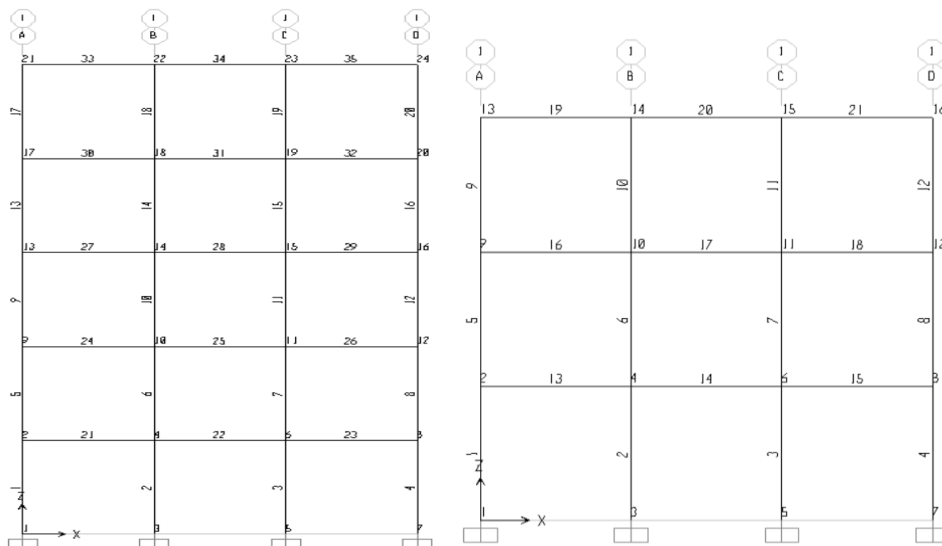


Figure 3.9- Enregistrements sismiques utilisés pour la validation

3.5.2. Description des modèles structurels utilisés

Différentes configurations structurelles sont utilisées afin de montrer l'efficacité et les limites du système de dispositif de contrôle proposé. Il s'agit de quatre bâtiments différents: Les quatre bâtiments sont classés comme rigides. Les bâtiments sont équipés des isolateurs LRB et de l'amortisseur à masse accordée (TMD) avec différentes caractéristiques en termes de rigidité et de taux d'amortissement.



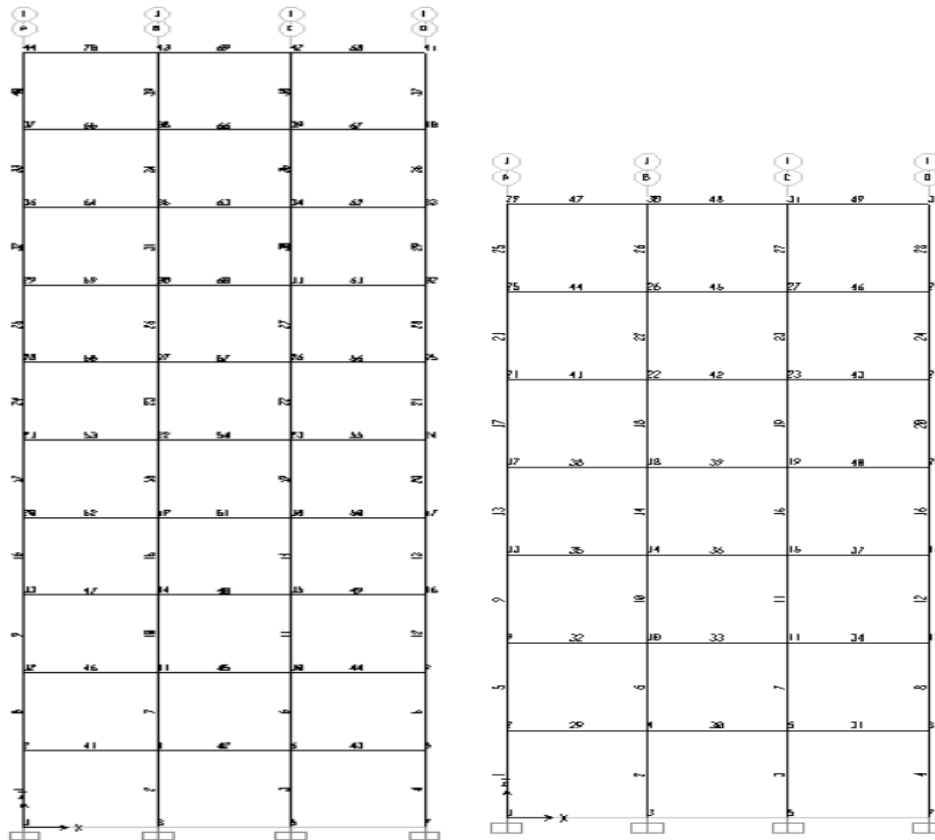


Figure 3.10- Bâtiments R+2, R+4, R+6 et R+9

Tableau 3.1- Comparaison entre les résultats obtenus par le programme réalisé dans MATLAB et SAP2000 sans dispositifs de contrôle :

structure	Déplacement max en (m)	
	SAP2000	MATLAB
R+2	0,02091	0,0206
R+4	0,03317	0,0497
R+6	0,06939	0,0767
R+9	0,09415	0,1368

A travers les résultats, on constate qu'il existe une remarquable convergence entre les résultats calculés avec SAP 2000 et ceux obtenus par MATLAB. On voit que le déplacement change et augmente progressivement.

Les résultats obtenus sont schématisés sur les figures ci-dessous.

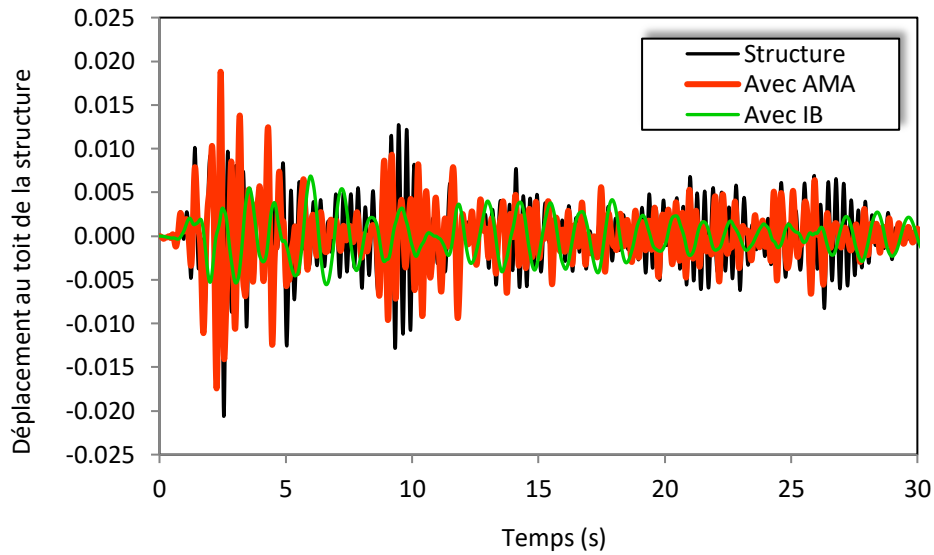


Figure 3.11- Déplacement au toit de la structure R+2 sous excitation d’El Centro

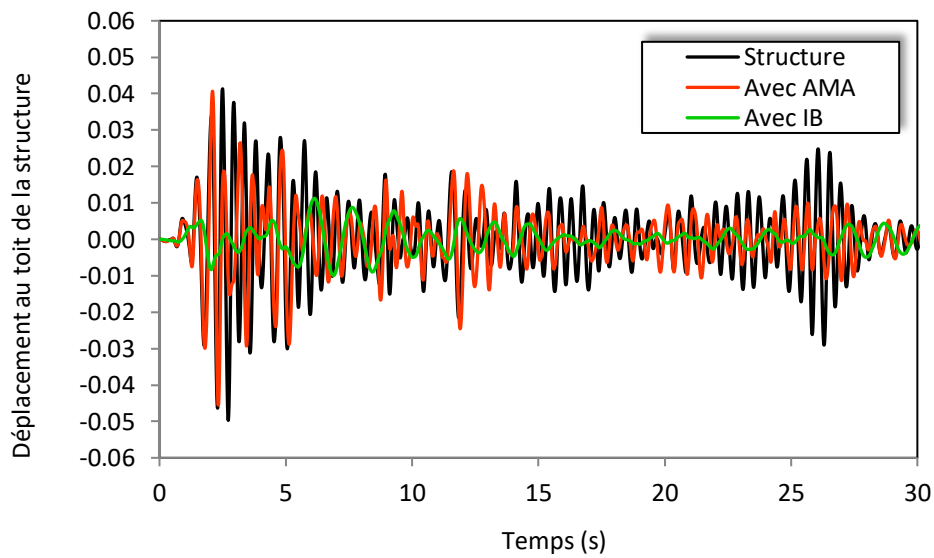


Figure 3.12- Déplacement au toit de la structure R+4 sous excitation El Centro

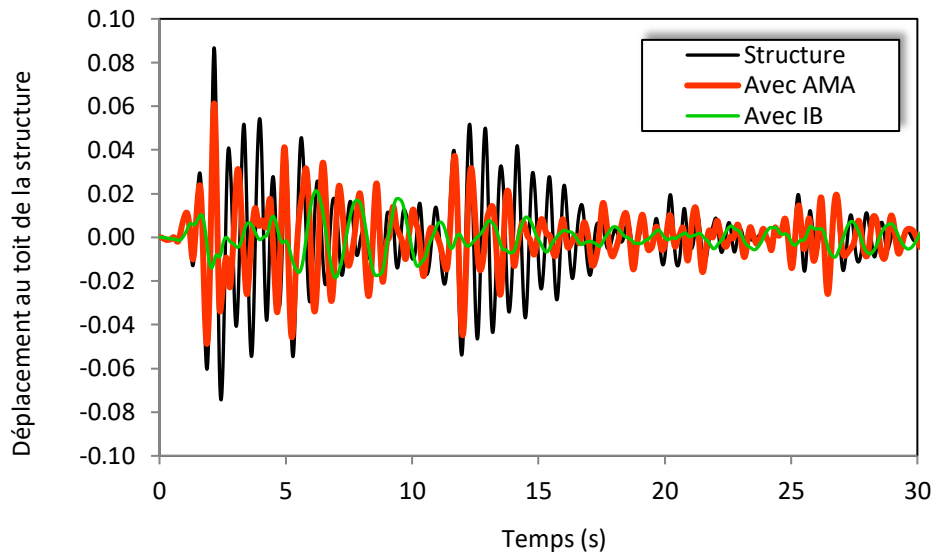


Figure 3.13- Déplacement au toit de la structure R+6 sous excitation El Centro

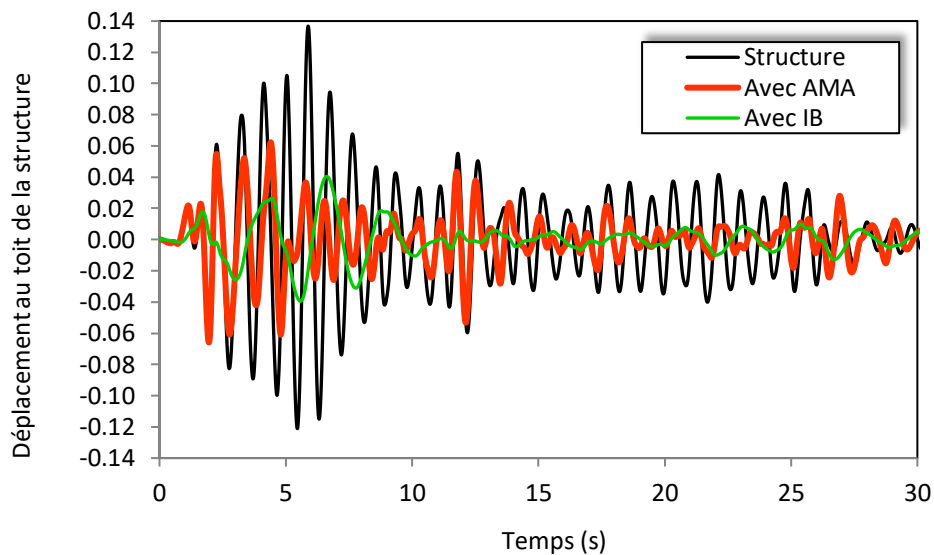


Figure 3.14- Déplacement au toit de la structure R+9 sous excitation El Centro

Les figures ci-dessus montrent le déplacement au dernier étage sous le séisme d'El Centro, Pour les structures R+6 et R+9, l'AMA est placé au toit de la structure avec isolation à la base de la structure et contribue effectivement à la réduction des déplacements de cette dernière après quelques cycles de vibration. La réduction des déplacements au toit de la structure R+9 est plus importante que la structure R+6. Ainsi l'isolation à la base donne de meilleurs résultats que celui d'AMA. La même allure de résultats observée pour les structures R+6 et R+9 est constatée pour les structures R+2 et R+4. Le comportement des structures est

presque identique, cela est principalement dû à la rigidité de la structure étudiée et de sa faible hauteur

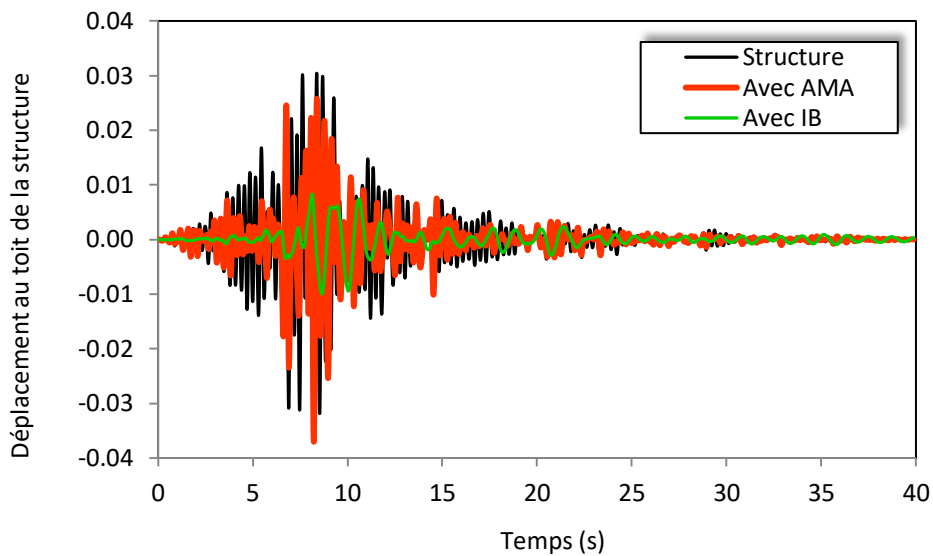


Figure 3.15- Déplacement au toit de la structure R+2 sous excitation Northrige

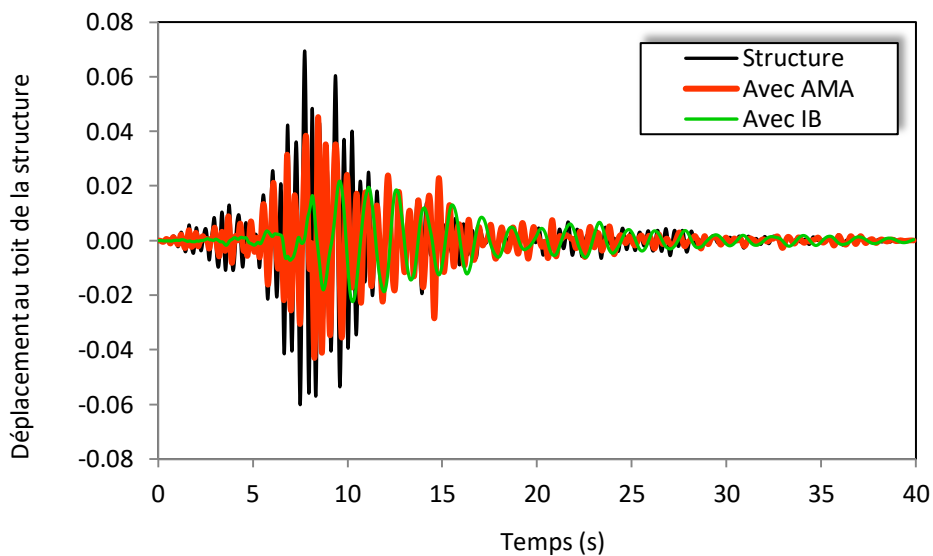


Figure 3.16- Déplacement au toit de la structure R+4 sous excitation de Northrige

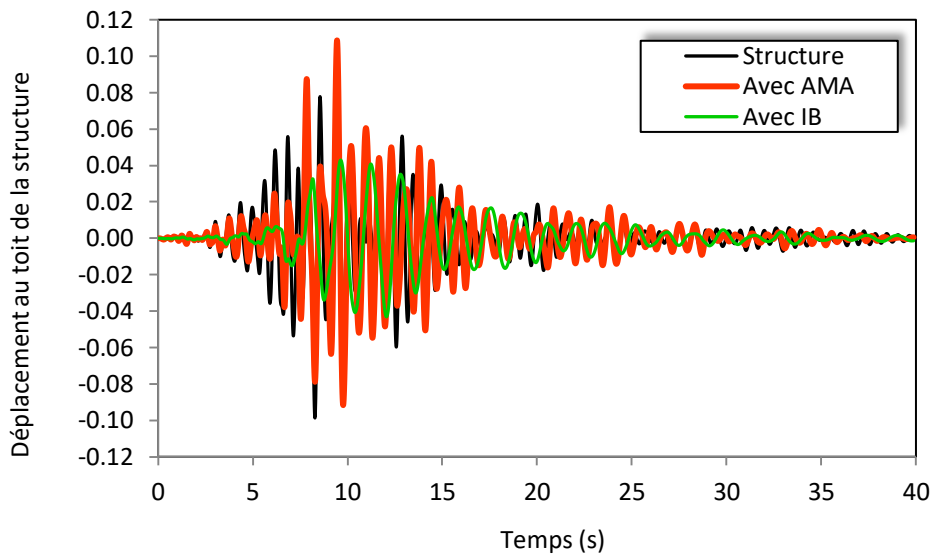


Figure 3.17- Déplacement au toit de la structure R+6 sous excitation Northrige

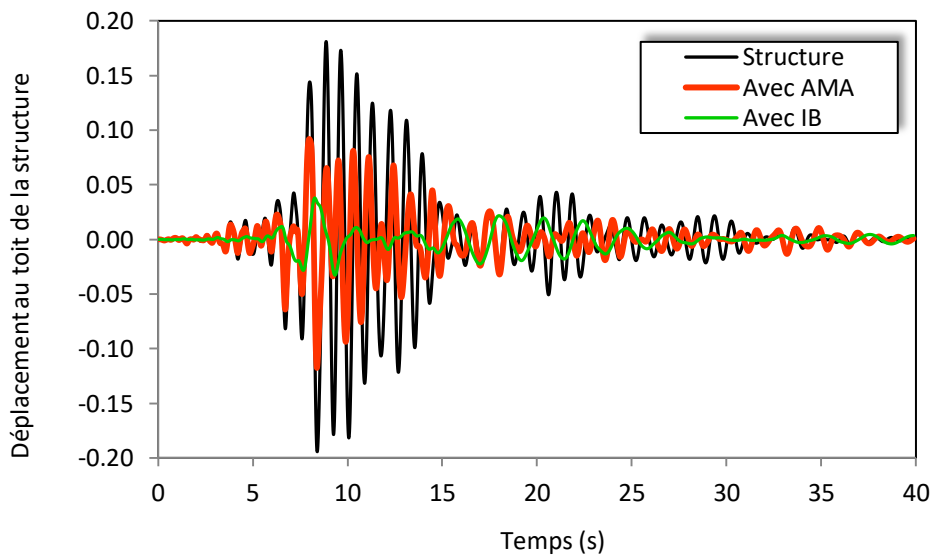


Figure 3.18- Déplacement au toit de la structure R+9 sous excitation de Northrige

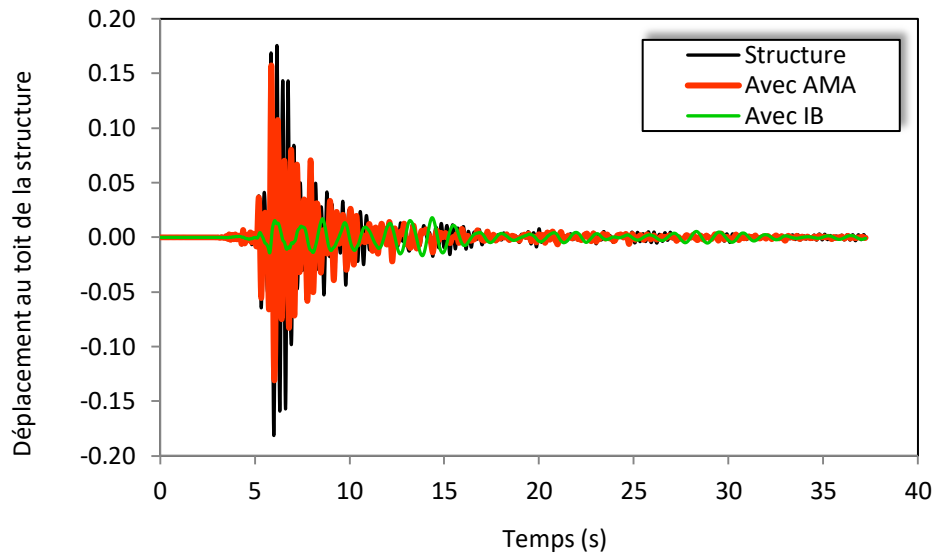


Figure 3.19- Déplacement au toit de la structure R+2 sous excitation de Boumerdès

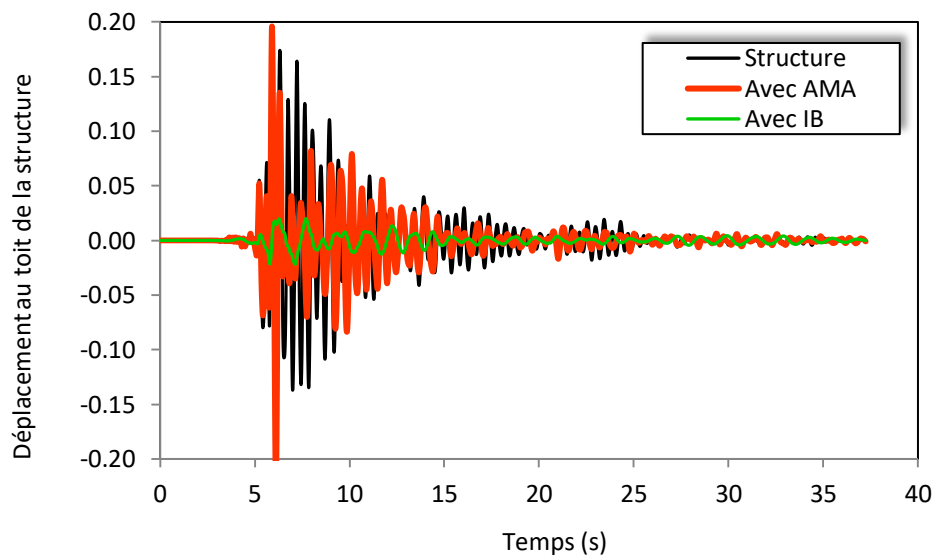


Figure 3.20- Déplacement au toit de la structure R+4 sous excitation de Boumerdès

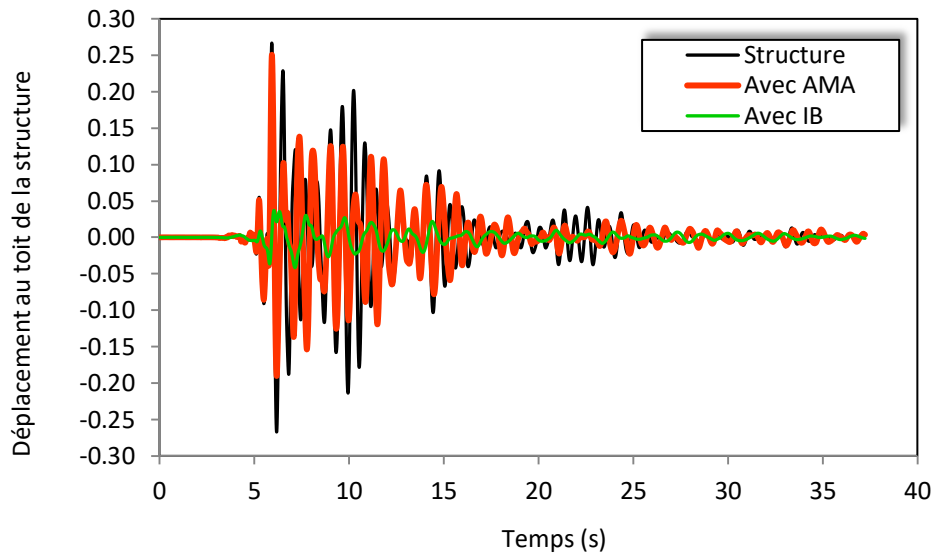


Figure 3.21- Déplacement au toit de la structure R+6 sous excitation de Boumerdès

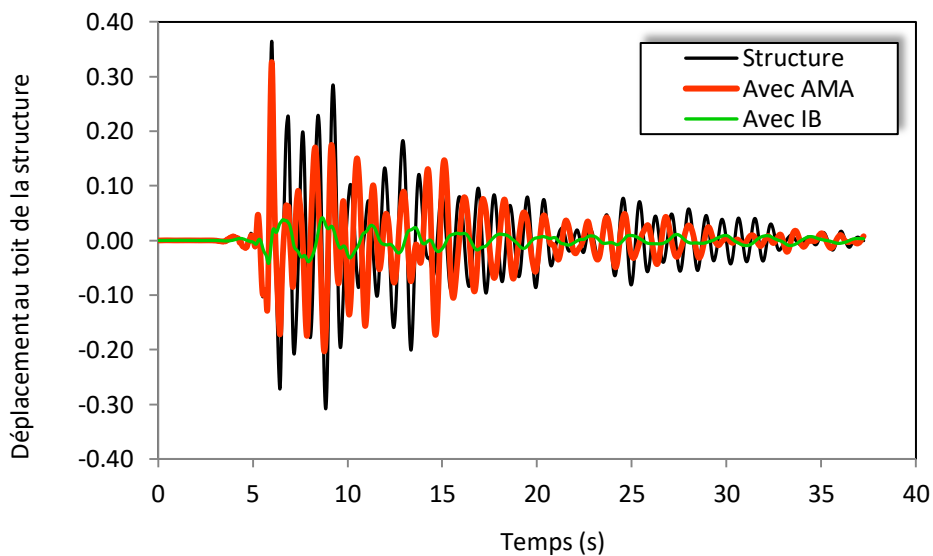


Figure 3,22- Déplacement au toit de la structure R+9 sous excitation de Boumerdès

Les figures ci-dessus, ont présenté les déplacements au toit des structures étudiées sous les séismes de Northridge et Boumerdès, Indépendamment de l'emplacement, l'isolation à la base donne de meilleurs résultats que le TMD passif. Ainsi sa vitesse de réaction lui permet de réduire considérablement la réponse dans un laps de temps très court. Par conséquent, l'efficacité des dispositifs passifs est certaine surtout pour des séismes de forte intensité et pour les structures prises ici.

3.6. Conclusion

Sur la base des résultats obtenus pour le contrôle de la réponse de la structure équipée d'un système passif, les grands déplacements au toit des structures élancées peuvent être palliées par l'ajout d'un amortisseur passif (TMD) ou isolation à la base, et cela, pour diverses configurations structurelles.

Chapitre 04

Etude paramétrique

4.1. Introduction

L'analyse paramétrique vise à comprendre l'influence de différents paramètres sur l'efficacité des AMA, tels que la masse du dispositif, le coefficient d'amortissement et la fréquence de la structure. En étudiant ces paramètres, les ingénieurs peuvent optimiser la conception des AMA pour maximiser leur performance et améliorer la résilience des structures contre les forces dynamiques, comme les vents violents, les tremblements de terre, et les vibrations mécaniques.

4.2. Formulation mathématique

Considérons le système de la figure. 4.1 Dans lequel un amortisseur est placé en parallèle avec le ressort de rigidité k , entre les masses m_s et m_T . La structure principale est composée d'un ressort de rigidité k_s et est sans amortisseur. La seconde loi de Newton est appliquée pour déterminer l'équation de mouvement. L'application à la masse m_s donne

$$m_s \ddot{x}_s + k_s x_s + k_T(x_s - x_T) + c(\dot{x}_s - \dot{x}_T) = F_0 \sin \omega t \quad (4.1)$$

Pour la masse secondaire m_T on obtient

$$m_T \ddot{x}_T + k_T(x_T - x_s) + c_T(\dot{x}_T - \dot{x}_s) = 0 \quad (4.2)$$

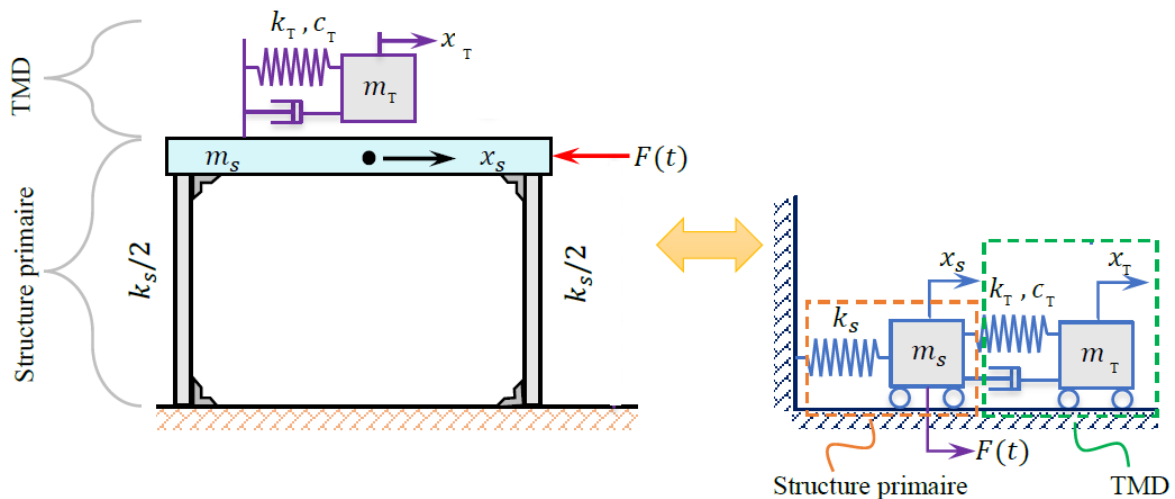


Figure 4.1- Structure excitée par une force appliquée à la masse principale

Le côté gauche de l'équation (4.1) représente la "force d'inertie" de la masse principale $m_s \ddot{x}_s$, la force du ressort principal. Pour l'équation (4.2), celles-ci représentent la force d'inertie, la force d'amortissement et la force de rigidité dans le dispositif de contrôle. Nous nous intéressons uniquement à une solution pour les vibrations forcées et ne considérons pas la vibration libre transitoire. Ainsi, x_s et x_T sont des mouvements harmoniques de pulsation ω et peuvent être représentés par des vecteurs. La manière la plus simple de résoudre ces équations est d'écrire les vecteurs sous forme de nombres complexes. Les équations deviennent alors :

$$-m_s \omega^2 x_s + k_s x_s + k_T (x_s - x_T) + j\omega c (x_s - x_T) = F_0 \quad (4.3a)$$

$$-m_T \omega^2 x_T + k_T (x_T - x_s) + j\omega c_T (x_T - x_s) = 0 \quad (4.3b)$$

Où x_s et x_T sont des nombres complexes (inconnus), les autres quantités étant réelles. En regroupant les termes avec x_s et x_T ensemble, on obtient :

$$[-m_s \omega^2 + k_s + k_T + j\omega c] x_s - [k_T + j\omega c] x_T = F_0 \quad (4.4a)$$

$$-[k_T + j\omega c] x_s + [-m_T \omega^2 + k_T + j\omega c] x_T = 0 \quad (4.4b)$$

Ces équations peuvent être résolues pour x_s et x_T . Nous nous intéressons principalement au mouvement de la masse principale x_s et pour le résoudre, nous exprimons x_T en termes de x_s à l'aide de la deuxième équation, puis nous substituons dans la première. Cela donne

$$x_s = F_0 \frac{(k_t - m_t \omega^2) + j\omega c}{\{(-m_s \omega^2 + k_s)(-m_t \omega^2 + k_t) - m_t \omega^2 k_t\} + j\omega c \{-m_s \omega^2 + k_s - m_t \omega^2\}} \quad (4.5)$$

Selon [Den hartog \(1947\)](#), ce résultat sera également dérivé au moyen du circuit électrique équivalent montré à la Figure 4.2. L'équivalence peut être établie en formulant les équations de tension et en les comparant avec l'équation ci-dessus ou directement comme suivant. L'extension (ou la vitesse) du ressort k_s , le déplacement (ou la vitesse) de m_s et le déplacement (ou la vitesse) de la force F_0 sont tous égaux à x_s (ou \dot{x}_s).

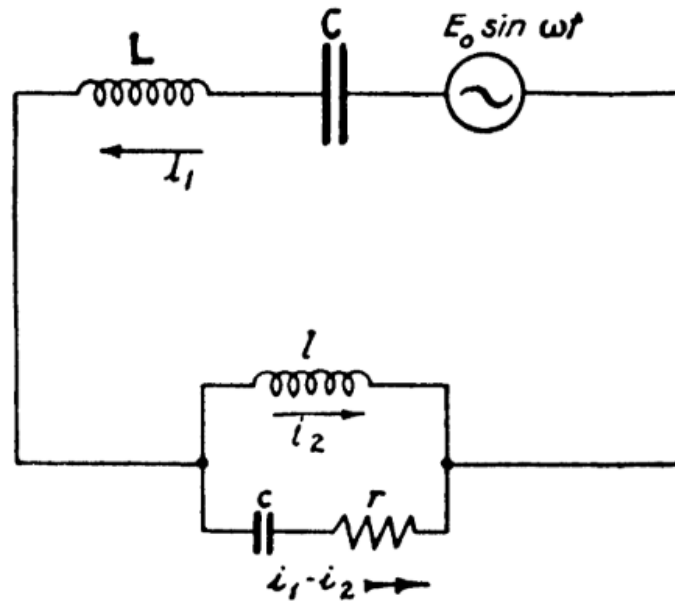


Figure 4.2- Circuits électriques équivalents (Den hartog 1947)

Nous pouvons écrire :

$$\frac{x_s^2}{F_0^2} = \frac{(k_t - m_t \omega^2)^2 + \omega^2 c^2}{\{(-m_s \omega^2 + k_s)(-m_t \omega^2 + k_t) - m_t \omega^2 k_t\}^2 + \omega^2 c^2 \{-m_s \omega^2 + k_s - m_t \omega^2\}^2} \quad (4.6)$$

Qui est l'amplitude du mouvement de la masse principale m_s .

Il est instructif de vérifier ce résultat pour plusieurs cas particuliers et de voir qu'il se réduit à des résultats connus obtenus précédemment. On peut distinguer cas suivants :

1. $k_t = \infty$
2. $k_t = 0$ $c = 0$
3. $c = \infty$
4. $c = 0$ $\omega_a = \Omega = \sqrt{k_t/m_t} = \sqrt{k_s/m_s}$
5. $m_t = 0$

Ainsi, nous sommes en mesure de calculer l'amplitude dans tous les cas. L'équation est une fonction de sept variables : F_0 , ω , c , k_s , k_t , m_s et m_t . Cependant, le nombre de variables peut être réduit, comme le montre la considération suivante. Par exemple, si F_0 est doublée et que tout le reste inchangé, nous devrions nous attendre à voir x_s un doublé et il existe

plusieurs relations de ce même caractère. Afin de les démontrer, il est utile d'écrire l'équation sous une forme sans dimension. A cette fin, les symboles suivants sont introduits :

1. $\mu = m/M =$ rapport de masse = masse de l'absorbeur / masse principale
2. $\omega_a^2 = k/m =$ pulsation propre de l'absorbeur
3. $\Omega^2 = K/M =$ pulsation propre du système principal
4. $f = \omega_a/\Omega =$ rapport des pulsations (fréquences naturelles)
5. $g = \omega/\Omega =$ rapport de fréquence forcée
6. $X_{st} = F_0 o/K =$ déplacement statique du système
7. $C_c = 2m \Omega =$ amortissement "critique"

Après avoir effectué quelques calculs algébriques, l'équation se transforme en

$$\frac{x_s}{X_{st}} = \frac{\sqrt{\left(2\frac{c}{c_c}g\right)^2 + (g^2 - f^2)^2}}{\sqrt{\left(2\frac{c}{c_c}g\right)^2 (g^2 - 1 + \mu g^2)^2 + [\mu f^2 g^2 - (g^2 - 1)(g^2 - f^2)]^2}} \quad (4.7)$$

Il s'agit du rapport d'amplitude $\frac{x_s}{X_{st}}$ de la masse principale en fonction des quatre variables essentielles μ , $\frac{c}{c_c}$, f et g .

4.3. Effet de l'amortissement

Nous représentons sur la figure 4.3 l'effet de l'amortissement sur l'amplitude de la masse principale donnée par l'équation (4.8). Pour cela, on a pris différentes valeurs d'amortissement de l'absorbeur.

$$\frac{x_s}{X_{st}} = \frac{\sqrt{\left(2\frac{c}{c_c}g\right)^2 + (g^2 - f^2)^2}}{\sqrt{\left(2\frac{c}{c_c}g\right)^2 (g^2 - 1 + \mu g^2)^2 + [\mu f^2 g^2 - (g^2 - 1)(g^2 - f^2)]^2}} \quad (4.8)$$

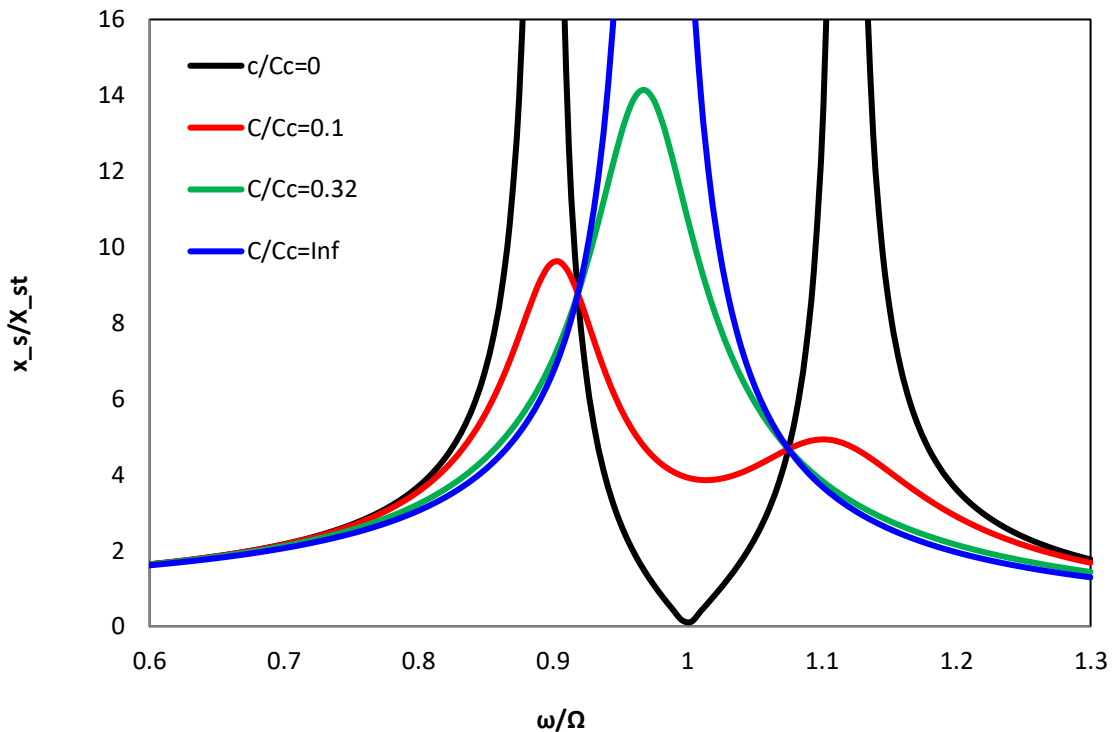


Figure 4.3- Effet de l'amortissement de l'absorbeur sur l'amplitude de la masse principale.

Les données du système sont $f = 1$, $\mu = 1/20$ et différentes valeurs de l'amortissement c/cc . En d'autres termes, la figure décrit le comportement d'un système dans lequel la masse principale est 20 fois plus grande que la masse de l'amortisseur, tandis que la fréquence de l'amortisseur est égale à la fréquence du système principal ($f = 1$).

Il est intéressant de suivre ce qui se passe lorsque l'amortissement augmente. Pour $c = 0$, un résultat bien connu. Lorsque l'amortissement devient infini, les deux masses sont pratiquement liées ensemble et nous avons un système à un degré de liberté avec une masse de $21/20M$. Deux autres courbes sont tracées dans la Figure 4.3 pour $\frac{c}{c_c} = 0,10$ et $0,32$.

En ajoutant l'absorbeur au système, l'objectif est de ramener le pic résonant de l'amplitude à sa valeur la plus basse possible. Avec $c = 0$, le pic est infini; avec $c = \infty$, il est de nouveau infini. Il doit y avoir une valeur de c pour laquelle le pic devient minimal quelque part entre ces deux extrêmes.

Quand la force d'amortissement effectue un travail significatif, l'amplitude reste faible à la résonance. Cette relation s'applique également aux systèmes plus complexes. Le travail effectué par la force d'amortissement est calculé en multipliant la force par le déplacement sur lequel elle agit. Dans ce contexte, le déplacement correspond au mouvement relatif entre les deux masses ou à l'extension du ressort de l'amortisseur.

Si $c = 0$, la force d'amortissement est nulle, aucun travail n'est donc effectué, et l'amplitude à la résonance devient infinie. En revanche, si $c = \infty$, les deux masses sont solidaires, leur déplacement relatif est nul et, à nouveau, aucun travail n'est effectué. Entre ces deux extrêmes, il existe une valeur d'amortissement pour laquelle le produit de la force d'amortissement et du déplacement est maximal, entraînant une amplitude résonante minimale.

4.4. Etude paramétrique

Il est bien connu qu'un TMD peut être conçu pour contrôler un seul mode structurel. Compte tenu des propriétés du mode qui doivent être contrôlées, le problème de conception est essentiellement le même que celui de la conception d'un AMA pour une structure à un degré de liberté (1DDL). Des études paramétriques ont été réalisées sur un système structure-AMA à un degré de liberté pour améliorer la compréhension du comportement des AMA.

4.4.1. Effet du rapport de masses

L'effet du rapport de masses pour différentes valeurs d'amortissement est montré sur les figures ci-dessous.

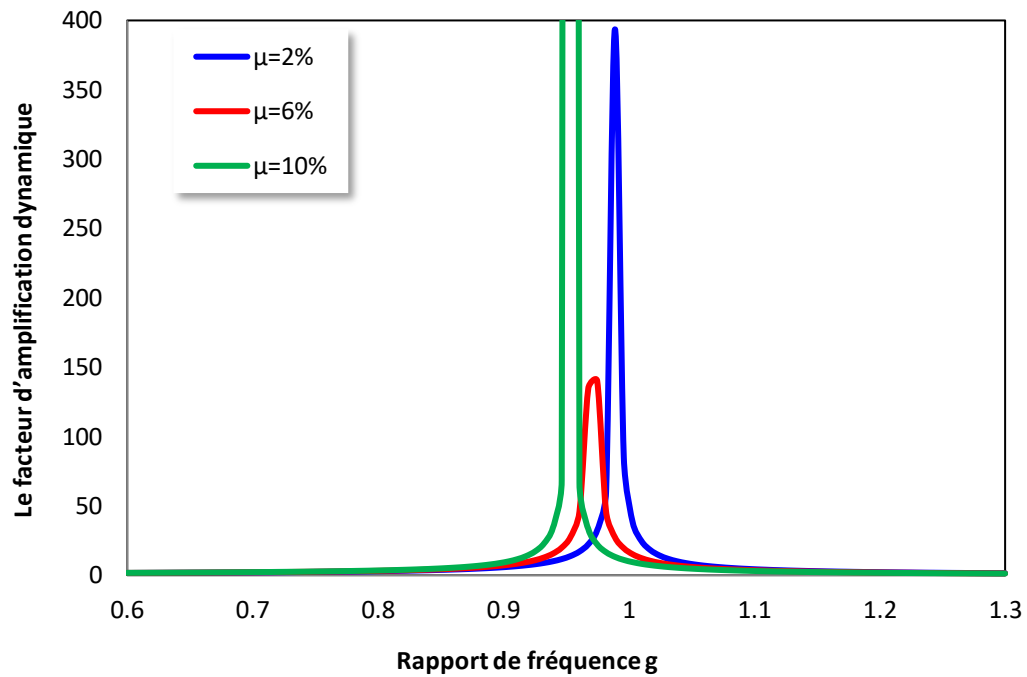


Figure 4.5- Effet du rapport de masses lorsque l'amortissement devient infini

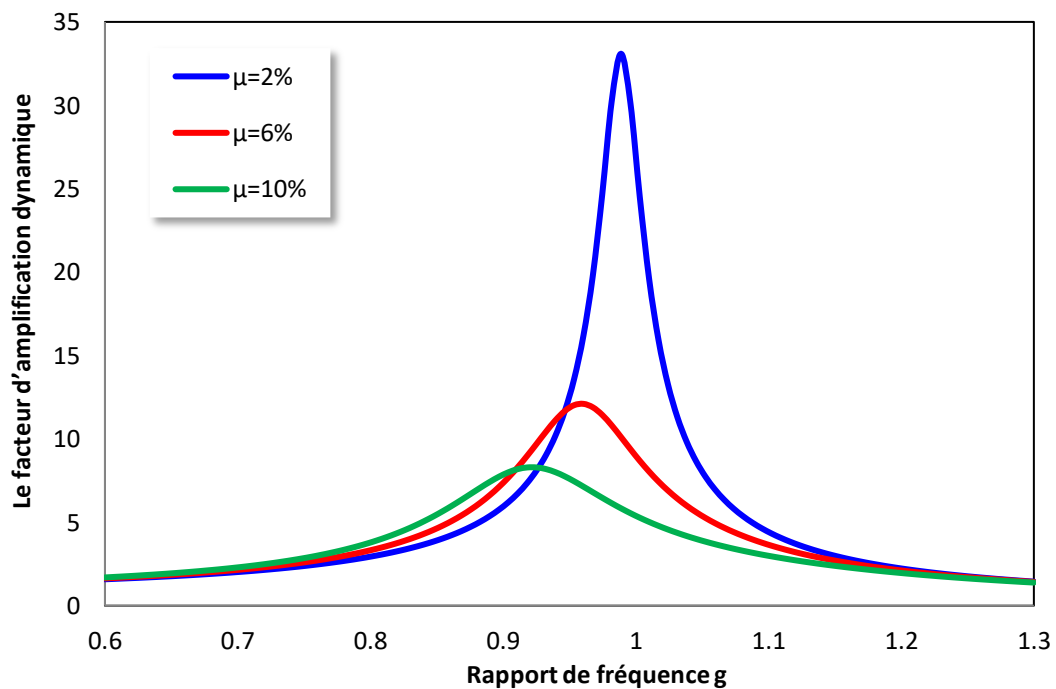


Figure 4.6- Effet du rapport de masses lorsque l'amortissement est 0.32

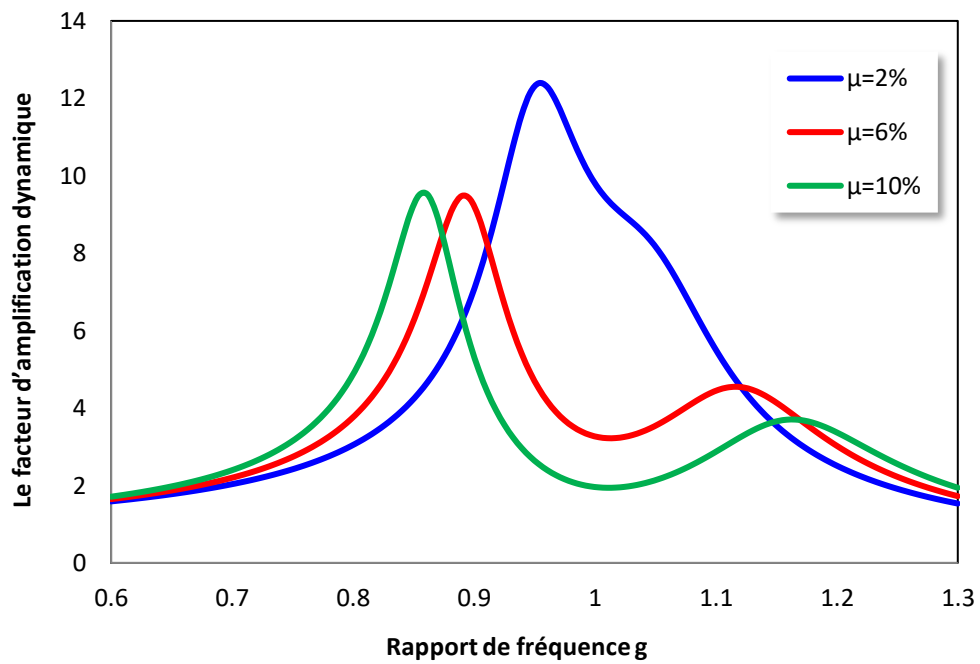


Figure 4.7- Effet du le rapport de masses lorsque l'amortissement 0,1

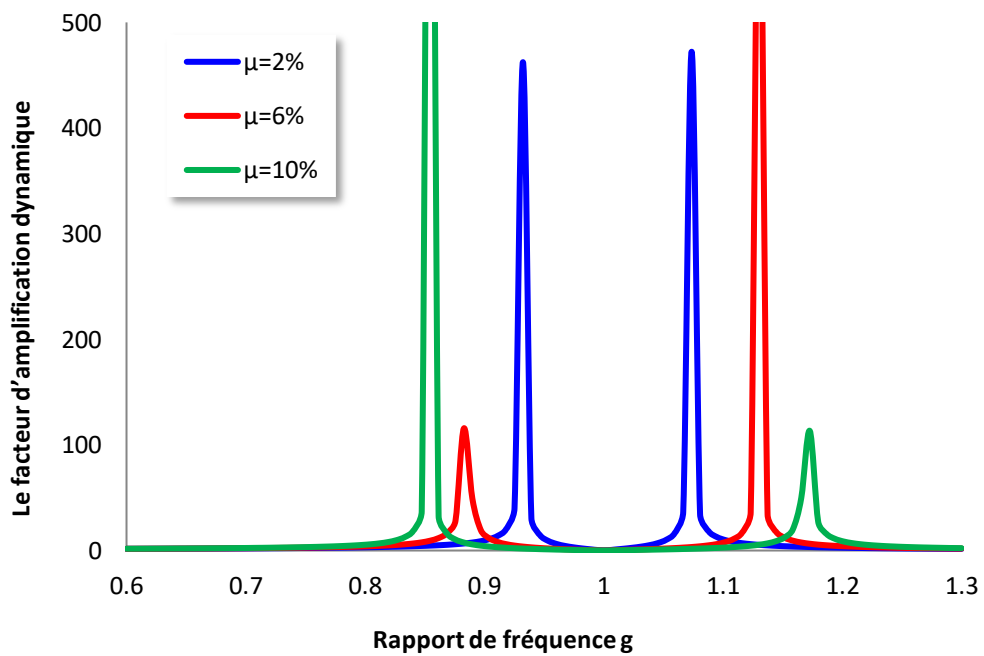


Figure 4.8- Effet dû le rapport de masse lorsque l'amortissement nul

Si les paramètres du TMD (absorbeur de vibrations) s'éloignent de leurs valeurs optimales respectives, le contrôle de la réponse devrait se détériorer. Une analyse harmonique en régime permanent, avec des rapports de masse et taux d'amortissement variables. Il est évident que la réponse en régime permanent de la structure varie avec la fréquence d'excitation, et les Figures 4.6 et 4.7 montrent le rapport de la réponse structurelle maximale obtenue avec le désaccord des paramètres de l'amortisseur. Ces figures illustrent l'effet du désaccord des paramètres de l'amortisseur optimisés respectivement pour une excitation harmonique de la masse principale et une excitation de base.

Les observations suivantes peuvent être tirées de ces graphiques :

Avec l'augmentation de l'amortissement de la masse principale, l'effet du désaccord devient moins sévère.

Avec l'augmentation du rapport de masse μ , l'effet du désaccord devient également moins sévère.

4.4.2. Effet de rapport des fréquences

Dans la figure ci-dessous on représente l'effet du rapport de fréquences sur l'amplitude du mouvement de la structure

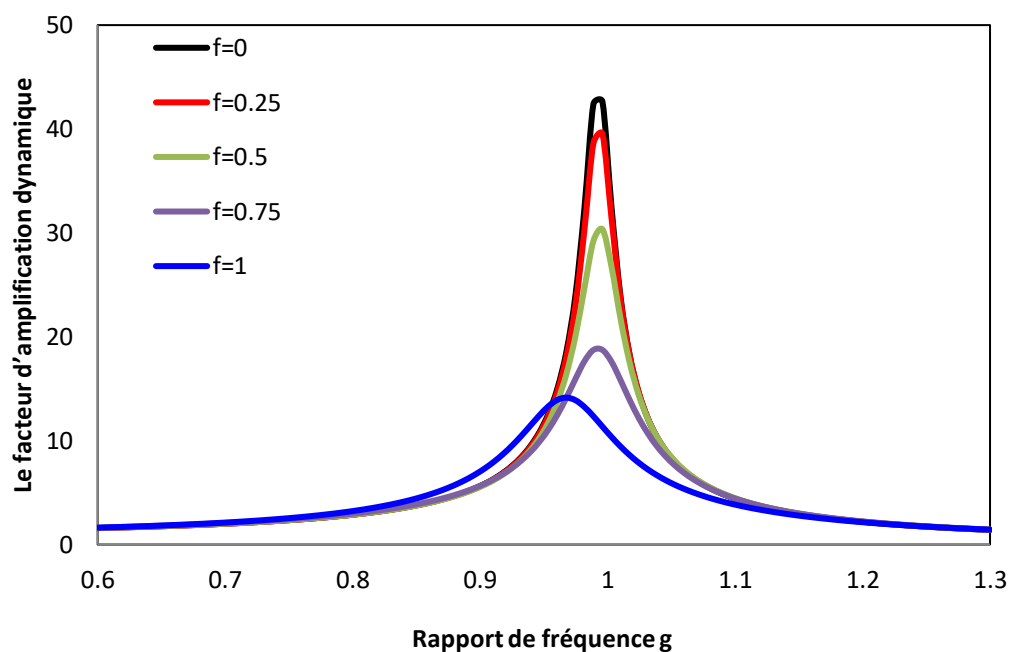


Figure 4.9- Effet du rapport de fréquences lorsque l'amortissement est 0.32

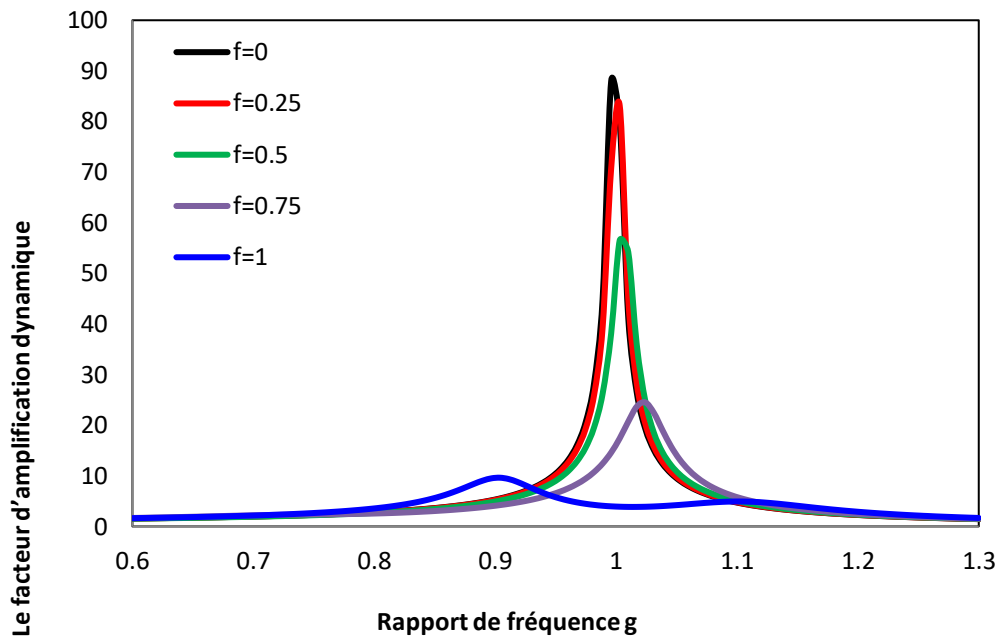


Figure 4.10- Effet dû le rapport de fréquence lorsque l'amortissement 0.1

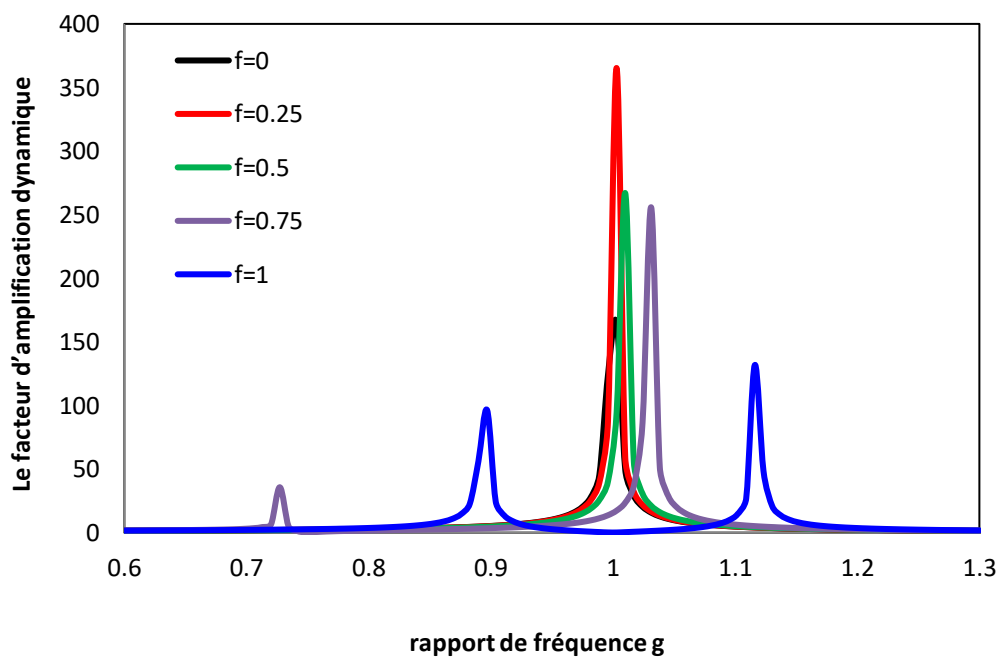


Figure 4.11- Effet du rapport de fréquences lorsque l'amortissement est nul

L'analyse graphique met en évidence que l'augmentation du rapport de fréquence, combinée avec un amortissement variable, diminue efficacement le facteur d'amplification dynamique du TMD. Cette diminution n'est pas linéaire et montre que les systèmes TMD avec un amortissement plus élevé sont plus efficaces pour des rapports de fréquence plus

élevés. En pratique, cela suggère que l'optimisation des paramètres d'amortissement est cruciale pour maximiser l'efficacité des TMD dans une gamme de conditions d'excitation variées.

4.5. Conclusion :

L'étude paramétrique sur les amortisseurs à masse accordée (AMA) se concentre sur l'efficacité de ces dispositifs pour la réduction des vibrations. En analysant des paramètres tels que la masse, la raideur et l'amortissement, l'étude identifie les conditions optimales pour maximiser la performance des AMA. Les résultats montrent qu'un ajustement précis de ces paramètres peut significativement atténuer les vibrations, améliorant ainsi la durabilité et la fiabilité des structures. Toutefois, il est nécessaire de maintenir un équilibre soigneux, car des modifications excessives peuvent entraîner des performances sous-optimales. En conclusion, cette étude souligne l'efficacité des AMA bien conçus et ouvre des perspectives pour des recherches futures sur de nouvelles configurations et matériaux.

Conclusions générales et futures recommandations

Ce projet a porté sur l'optimisation de la performance sismique des structures par le contrôle des vibrations. Le travail a été réalisé selon un plan de travail qui a consisté en une recherche bibliographique et une synthèse de travaux antérieurs.

Ensuite, on a présenté la modélisation des dispositifs de contrôle de vibration choisis à travers la recherche bibliographique. On a ensuite formulé les équations de mouvement des différents dispositifs choisis.

On a choisi l'environnement Matlab pour écrire les scripts qui nous permettent de représenter des résultats en termes de figures et les interpréter. Des validations ont été menées en comparant les résultats obtenus avec ceux donnés par des programmes existants ainsi qu'avec le logiciel SAP2000.

Les performances des systèmes de contrôles ont été étudiées et comparées en elles. Il a été montré l'importance de l'utilisation des dispositifs de contrôle dans les structures de génie civil.

En dernier, un chapitre a été consacré à une étude paramétrique montrant l'effet de plusieurs paramètres sur la performance du dispositif utilisé.

Cette étude m'a permis de mettre en pratique les connaissances que j'ai acquises au cours de mon cursus et de les approfondir. Un aspect non abordé durant ma formation a été mis en lumière, montrant qu'il peut être traité dans le cadre d'un projet de fin d'études tout en appliquant les compétences développées durant notre formation.

Cette expérience a ouvert de nouvelles perspectives de recherche et d'application. Les résultats obtenus pourraient servir de base pour des études plus approfondies, permettant d'explorer d'autres aspects non couverts durant notre cursus et contribuant ainsi à l'avancement des connaissances dans notre domaine.

Cette étude illustre comment les théories apprises peuvent être transformées en solutions pratiques, soulignant l'importance de l'intégration de projets concrets dans les programmes de formation.

Référence Bibliographique

Référence bibliographique

- Allani, A. (2015). *Conception et optimisation d'amortisseurs à masse accordée pour les structures du génie civil*. L'Università Degli Studi Di Roma "Tor Vergata".
- Athamnia B. (2011). *MODELISATION ET ANALYSE DES STRUCTURES AVEC SYSTEMES D'ISOLATION PARASISMIQUE*. Université Mohamed Khider-Biskra.
- Azimi, M., Rasoulnia, A., Lin, Z., & Pan, H. (2017). *Improved semi-active control algorithm for hydraulic damper-based braced buildings*. *Structural Control & Health Monitoring*, 24(11), e1991.
- Banerji, P., Samanta, A., & Chavan, S. A. (2010). *Earthquake vibration control of structures using tuned liquid dampers: experimental studies*. *International Journal Of Advanced Structural Engineering*, 2(2), 133-152.
- Benzina F. (2013). *contribution à l'étude des structures INTELLIGENTES*. UNIVERSITE ABOU BEKR BELKAID - TLEMCEM.
- Chen, B., Dai, J., Song, T., & Guan, Q. (2022). *Research and Development of High-Performance High-Damping Rubber Materials for High-Damping Rubber Isolation Bearings: A Review*. *Polymers*, 14(12), 2427.
- Chen, G. and J. Wu, *Experimental study on multiple tuned mass dampers to reduce seismic responses of a three-storey building structure*. *Earthquake engineering structural dynamics*, 2003. 32(5): p. 793-810
- Chen, G., & Wu, J. (2003b). *Experimental study on multiple tuned mass dampers to reduce seismic responses of a three-storey building structure*. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics / Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 32(5), 793-810.
- Cheng, F.Y., Jiang, H., & Lou, K. (2008). *Smart structures: Innovative Systems for Seismic Response Control*. CRC Press.
- Datta, T.K., *Seismic analysis of structures*. 2010: John Wiley & Sons
- Den Hartog,, *Mechanical vibrations* (1956). 1956: p. 155-165
- Djedoui, N. and A. Ounis, *Tuned Mass Damper For Base Isolated Structures*. *Sciences & Technologie. B, Sciences de l'ingénieur*, 2014(40): p. 29-34
- Djerouni, S., Charrouf, M. E., Ounis, A., Abdeddaim, M., & Djedoui, N. (2020). *A Tuned Mass Damper Inerter Control Device For Base Isolated Structures*. *Eurodyn* . .
- Fujii, K., Tamura, Y., Sato, T., & Wakahara, T. (1990). *Wind-induced vibration of tower and practical applications of tuned sloshing damper*. *Journal Of Wind Engineering And Industrial Aerodynamics*, 33(1-2), 263-272.
- Fujino, Y. and M. Abé, *Design formulas for tuned mass dampers based on a perturbation technique*. *Earthquake engineering structural dynamics*, 1993. 22(10): p. 833-854
- Gill, D., et al., *Robustness of multi-mode control using tuned mass dampers for seismically excited structures*. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2017. 15(12): p. 5579-5603
- Gonzalez-Buelga, et al., *An electromagnetic vibration absorber with harvesting and tuning capabilities*. *Structural Control Health Monitoring*, 2015. 22(11): p. 1359-1372.
- Hartog, J. P. D. (1947). *Mechanical vibrations*.

- Hrovat, D., P. Barak, and M.J.J.o.E.M. Rabins, *Semi-active versus passive or active tuned mass dampers for structural control*. 1983. **109**(3): p. 691-705.
- Jaballah, M. S., Harzallah, M., & Nail, B. (2022). *A Comparative Study on Hybrid Vibration Control of Base-isolated Buildings Equipped with ATMD*. Engineering, Technology & Applied Science Research, 12(3), 8652-8657.
- Jangid, R., *Dynamic characteristics of structures with multiple tuned mass dampers*. Structural engineering mechanics: An international journal, 1995. 3(5): p. 497-509
- Jitaditya Mondal, Harsha Nimmala, Shameel Abdulla, Reza Tafreshi. (2014). *Tuned Liquid Damper*. Proceedings Of The 3rd International Conference On Mechanical Engineering And Mechatronics.
- John, E.D. and D.J. Wagg, *Design and testing of a frictionless mechanical inerter device using living-hinges*. Journal of the Franklin Institute, 2019. **356**(14): p. 7650-7668.
- Kamrani-Moghaddam, B., M. Rahimian, and A.K. Ghorbani-Tanha. *Performance of Tuned Mass Dampers for Response Reduction of Structures under near-Field and Far-Field Seismic Excitations*. in 4th International Conference on Earthquake Engineering. 2006.
- Kareem, A. (1990). *Reduction of wind induced motion utilizing a tuned sloshing damper*. Journal Of Wind Engineering And Industrial Aerodynamics, 36, 725-737.
- Kareem, A., *Modelling of base-isolated buildings with passive dampers under winds*. Journal of wind engineering industrial aerodynamics, 1997. 72: p. 323-333.
- Kavyashree, B. G., Patil, S., & Rao, V. V. (2020). *Review on vibration control in tall buildings : from the perspective of devices and applications*. International Journal Of Dynamics And Control, 9(3), 1316-1331.
- Kobori, T. and Minai, R., *Analytical study on active seismic response control*, Transactions, Architectural Institute of Japan, 66, 257, 1960
- Kobori, T., *Seismic-response-controlled structure with active mass driver system, part 1 design and part 2 verification*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 20, 133, 1991
- Laaredj M. & Mamad A. (2019). *Contrôle De La Réponse Sismique Des Structures Intelligentes En Génie Civil*. Université Abou Bekr Belkaïd de Tlemcen.
- Li, A. (2020). *Vibration Control for Building Structures: Theory and Applications*.
- Liu, X., et al. *Model identification methodology for fluid-based inerters*. Mechanical Systems Signal Processing, 2018. 106: p. 479-494.
- Mamat, N., Othman, M. F., & Yakub, F. (2023). *Analysis on seismic control strategies for structural control device: A comparative study*. IOP Conference Series : Earth And Environmental Science, 1144(1), 012015.
- Marian, L. and A. Giaralis, *Optimal design of a novel tuned mass-damper-inerter (TMDI) passive vibration control configuration for stochastically support-excited structural systems*. Probabilistic Engineering Mechanics, 2014. **38**: p. 156-164.
- Marian, L. and A. Giaralis, *The tuned mass-damper-inerter for harmonic vibrations suppression, attached mass reduction, and energy harvesting*. Smart structures and systems, 2017. **19**(6): p. 665-678.
- Min, K. (2009). *Design Parameter of a New Type Bi-directional Damper Using a Tuned Liquid Column Damper and a Tuned Sloshing Damper*. Han-guk Soeum Jindong

- Gonghakoe Nonmunjip/Han'gug Soeum Jindong Gonghaghoe Nonmunjib, 19(8), 850-856.
- Modi, V. J., & Welt, F. (1988). *Damping of wind induced oscillations through liquid sloshing*. Journal Of Wind Engineering And Industrial Aerodynamics (Print), 30(1-3), 85-94.
- Naderpour, H., et al., *Seismic Response of High-Rise Buildings Equipped with Base Isolation and Non-Traditional Tuned Mass Dampers*. Applied Sciences, 2019. 9(6): p. 1201.
- Naderpour, H., Naji, N., Burkacki, D., & Jankowski, R. (2019b). *Seismic Response of High-Rise Buildings Equipped with Base Isolation and Non-Traditional Tuned Mass Dampers*. Applied Sciences, 9(6), 1201.
- Naderzadeh, A. (2009). *Application of seismic base isolation technology in Iran*. Menshin, 63, 40-47.
- Nath, S., Debnath, N., & Prof, S. C. (2018). *Methods for Improving the Seismic Performance of Structures - A Review*. IOP Conference Series : Materials Science And Engineering, 377, 012141.
- Ouni, M. H. E., Abdeddaim, M., Elias, S., & Kahla, N. B. (2022). *Review of Vibration Control Strategies of High-Rise Buildings*. Sensors, 22(21), 8581.
- Onis, N. (2021). *Amélioration de la réponse sismique d'une structure isolée à la base par stratégie de couplage*. Université Mohamed Khider –Biskra.
- Papageorgiou, C., N.E. Houghton, and M.C. Smith, *Experimental Testing And Analysis Of Inerter Devices*. Journal of dynamic systems, measurement control, 2009. **131**(1).
- Parulekar, Y. M., & Reddy, G. R. (2009). *Passive Response Control Systems For Seismic Response Reduction: A State-Of-The-Art Review*. International Journal Of Structural Stability And Dynamics, 09(01), 151-177.
- Parulekar, Y. M., & Reddy, G. R. (2009b). *Passive Response Control Systems For Seismic Response Reduction: A State-Of-The-Art Review*. International Journal of Structural Stability And Dynamics, 09(01), 151-177.
- Pham, K. H. (2010). *Vulnérabilité et spectres de plancher des structures sismiquement isolées*.
- Rahimi, F., Aghayari, R., & Samali, B. (2020). *Application of Tuned Mass Dampers for Structural Vibration Control: A State-of-the-art Review*. Civil Engineering Journal, 6(8), 1622-1651.
- Rahmani, H., & Könke, C. (2019). *Seismic Control of Tall Buildings Using Distributed Multiple Tuned Mass Dampers*. Advances In Civil Engineering, 2019, 1-19
- Reinhorn, A. M., Chu, S., & Soong, T. T. (2005). *Active, Hybrid, and Semi-active Structural Control : A Design and Implementation Handbook*.
- Sadek, F., Mohraz, B., Taylor, A., & Chung, R. M. (1997). *A Method Of Estimating The Parameters Of Tuned Mass Dampers For Seismic Applications*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 26(6), 617-635.
- Sahoo, P., *Experimental and Numerical Study on Tuned Mass Damper in Controlling Vibration of Frame Structures*, 2015, Doctoral dissertation, 2015.
- Sakai, F. (1989). *Tuned liquid column damper-new type device for suppression of building vibration*. Proc. Of International Conference On High-rise Buildings, 926-931.

- Sun, L., Fujino, Y., Pacheco, B. M., & Chaiseri, P. (1992). *Modelling of tuned liquid damper (TLD)*. Journal Of Wind Engineering And Industrial Aerodynamics (Print), 43(1-3), 1883-1894.
- Tai, W. C., & Ikenaga, M. (2022). *A semi-active control system in coupled buildings with base-isolation and magnetorheological dampers using an adaptive neuro-fuzzy inference system*. Frontiers In Built Environment, 8.
- Venkateswara RAO K. (2013). *experimental and numerical studies on tuned liquid damper*. Department Of Civil Engineering National Institute Of Technology Rourkela, Orissa-769008.
- Yang, J. N., Danielians, A., & Liu, S. C. (1991). *Aseismic Hybrid Control Systems for Building Structures*. JournalOfEngineeringMechanicsasce, 117(4), 836-853.
- Yanik, A., & Ulus, Y. (2023). *Soil–Structure Interaction Consideration for Base Isolated Structures under Earthquake Excitation*. Buildings, 13(4), 915.
- Yao, J.T-P., *Concept of structural control*, ASCE Journal of Structural Division, 98, 1567, 1972.